

S o n d e r f o r s c h u n g s b e r e i c h 1 4 8

- Brandverhalten von Bauteilen -

Technische Universität Braunschweig

Arbeitsbericht 1978 - 1980

Teil I: Allgemeine Angaben

Projektbereich A

Projektübergreifende Arbeiten



Braunschweig, im Juni 1980

V o r w o r t

Der Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen - legt hiermit seinen wissenschaftlichen Ergebnisbericht über den Förderungszeitraum 1978 - 1980 vor. Dies gibt Veranlassung, vor allem der Deutschen Forschungsgemeinschaft und ihren mit der Betreuung der Sonderforschungsbereiche beauftragten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern für ihre stete und hilfreiche Beratung und Unterstützung zu danken. Der Technischen Universität Braunschweig und insbesondere dem Herrn Kanzler gebührt Dank dafür, daß dem Sonderforschungsbereich trotz knapper finanzieller Mittel des Landes wiederholt Unterstützung in schwieriger Situation zuteil wurde.

Vor allem aber ist den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern sowie den Mitgliedern und Projektleitern des SFB 148 für ihre fruchtbare Zusammenarbeit und ihr stetes Interesse an der Verwirklichung der Ziele des Sonderforschungsbereiches herzlich zu danken.

Braunschweig, im Juni 1980

Der Sprecher

Inhalt Teil I

Seite

1. Allgemeine Angaben zum Sonderforschungsbereich	1
1.1 Wissenschaftliche Entwicklung des SFB 148 - Brandverhalten von Bauteilen -	1
1.2 Stellung innerhalb der Hochschule	5
1.3 Förderung der Lehre und des wissenschaftlichen Nachwuchses	6
1.4 Alphabetische Liste der im SFB beteiligten Wissen- schaftler	8
1.5 Aktivitäten des SFB 148	10
1.5.1 Interne Aktivitäten	10
1.5.2 Externe Aktivitäten	10
1.5.3 Öffentliches Kolloquium	15
<u>Projektbereich A "Bauteile"</u>	17
Teilprojekt A 1 "Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zu- sammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen"	25
A 1 - 1: Brandverhalten von Stahlstützen bei ausmittiger Last- einleitung, Dehnbehinderung oder teilweiser Be- kleidung	29
A 1 - 2: Brandversuche an Stahlrahmen - Versuchsergebnisse, deren Analyse und rechnerische Vergleiche	61
A 1 - 3: Zwängungen in Stahlrahmen-Systemen bei lokalen Bränden	79
A 1 - 4: Parameteruntersuchungen zum Brandverhalten von Stahl- betonstützen - Versuche und theoretische Begleitung	91
A 1 - 5: Relaxationsverhalten von Stahlbetontragwerken im Brandfall	113
A 1 - 6: Stahlbetonrahmentragwerke unter praxisgerechten Rand- bedingungen - Versuche und rechnerische Analyse	141
A 1 - 7: Vorgespannte Durchlaufsysteme im Brandfall	163
A 1 - 8: Untersuchungen zum Brandverhalten von Leichtbeton- Bauteilen	175
A 1 - 9: Analytical predictions of structural response for reinforced concrete columns in fire, tested in Sweden	197
Teilprojekt A 2 "Brandverhalten von Flächentragwerken, insbe- sondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton	211
A 2 - 1: Die Brandversuchsanlage für flächenartige Bauteile mit Verformungsbehinderung	215
A 2 - 2: Dehnbehinderte Stahlbeton-Plattenstreifen und π -Platten im Brandfall, Versuchsergebnisse und numerische Analysen	227

A 2 - 3: Ein Rechenmodell zur wirklichkeitsnahen Beschreibung der Zwängung partiell beflammter Stahlbetonplatten	263
A 2 - 4: Das Tragverhalten von vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung nach der Fließgelenklinientheorie	291
A 1/2 - 1: Ein Rechenmodell zur Beschreibung des Verhaltens von Gesamtbauwerken und Bauwerksabschnitten im Brandfall	309
A/B - 1: Untersuchungen zur Restfestigkeit von Beton- und Baustählen nach Temperatureinwirkung	337
A/B - 2: Erprobung von Hochtemperatur-Dehnmeßstreifen	355
A/B - 3: Hochtemperaturverhalten von Bauteilen aus Konstruktionsleichtbeton	367

Inhalt Teil II

	Seite
<u>Projektbereich B</u> "Baustoffe"	1
Teilprojekt B 3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton" . .	3
Teilprojekt B 4 "Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen"	147
Teilprojekt B 5 "Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen"	193
Teilprojekt B 6 "Veränderung der S-ruktur und der Eigen- schaften des Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperatur"	247
<u>Projektbereich C</u> "Wärmetechnik"	251
Teilprojekt C 1 "Die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen bei natürlichen Bränden; Zusammenhänge zwischen natür- lichen Bränden und dem Normbrand"	253
Teilprojekt C 2 "Experimentelle und theoretische Untersu- chungen zum Einfluß verschiedener Zuschläge auf das thermische Verhalten von Beton unter Brandbeanspruchung"	345
<u>Projektbereich D</u> "Sicherheit"	353
Teilprojekt D 1 "Sicherheitstheoretische Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit von brandbeanspruchten Bau- teilen bzw. Bauwerksabschnitten"	353

1. Allgemeine Angaben zum Sonderforschungsbereich 148

1.1 Wissenschaftliche Entwicklung des Sonderforschungsbereichs 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Ziel dieses Sonderforschungsbereichs ist die Gewinnung, Anwendung und Weitergabe von Kenntnissen über das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen und Bauwerken unter Brandbeanspruchung. Wesentliche Voraussetzung dafür sind eingehende physiko-chemische Untersuchungen über Festigkeit, Kriechen und Relaxation der Konstruktionsbaustoffe bei in-stationärer Temperatureinwirkung. In das Gesamtanliegen werden sicherheitstheoretische Fragen einbezogen; ergänzende Untersuchungen über Brandentwicklung und -ausbreitung liefern die thermodynamischen Randbedingungen für den Beanspruchungsfall "Brand".

Gleichlaufend mit den Arbeiten des SFB werden an den beteiligten Hochschuleinrichtungen einzelne einschlägige Probleme in Forschungsarbeiten und Versuchen studiert, deren Finanzierung zwar von anderer Seite erfolgt, deren Thematik jedoch eng mit den Zielen des SFB 148 verknüpft ist. Diese Arbeiten stellen eine höchst erwünschte Ergänzung und Abrundung der Aufgaben des SFB dar; sie sind in der Regel auf die rasche Gewinnung aktueller Informationen über Einzelfragen aus dem Bereich des Brandverhaltens von Bauteilen oder von Sonderbauwerken abgestellt, betreffen also keine Grundlagenfragen, liefern jedoch wichtige Anregungen für die Zielsetzungen des SFB und bieten gelegentlich auch die Möglichkeit, Arbeitsergebnisse des SFB an Aufgaben der Praxis zu überprüfen.

Eine Übersicht über diese begleitenden Arbeiten wird an anderer Stelle gegeben (Förderungsantrag für 1981 - 1983); hier sei lediglich auf Untersuchungen an Stahl-Verbundstützen und Verbundträgern hingewiesen, die interessante Anregungen für die weiteren Arbeiten des SFB geliefert haben. Des weiteren seien Erhebungen im Bereich der Brandlastverteilung im Industriebau erwähnt und unsere Bemühungen, im Zusammenhang mit Wärmebilanzrechnungen die komplexen Zusammenhänge des Brandablaufs rechnerisch-theoretisch besser in den Griff zu bekommen. Die Finanzierung einer sogenannten "Fliegenden Truppe" durch das Bundesministerium für Forschung und Technologie erlaubt uns seit etwa zwei Jahren, Großbrände

analytisch zu untersuchen und solcherart wichtige Informationen zu sammeln. Diese Informationen konnten bei der Bearbeitung von DIN 18 230 nutzbringend verwendet werden, wo Mitglieder des SFB 148 im ständigen Arbeitsausschuß mitarbeiten.

Wesentliche wissenschaftliche Fortschritte konnten im Berichtszeitraum im Teilprojekt A 1 erzielt werden; das Tragverhalten von Stützen und Rahmen wurde in Fortsetzung der im vergangenen Berichtszeitraum begonnenen Arbeiten sowohl theoretisch als auch experimentell an Stahlbeton- und Stahlbauteilen eingehend studiert.

Im Teilprojekt A 2 wurden im Berichtszeitraum theoretische Untersuchungen in starkem Maße gefördert; gleichlaufend damit erfolgte der Aufbau der Versuchseinrichtung für die Prüfung flächenartiger Bauteile unter Dehnbehinderung. Die sehr zögerliche Bereitstellung der vom Land Niedersachsen zugesagten finanziellen Mittel führte dazu, daß der Versuchstand erst zur Jahreswende 1979/1980 einsatzbereit wurde. Zum Zeitpunkt der Berichterstattung werden die ersten Bauteilversuche in dieser neuen Versuchsanlage durchgeführt.

Zu den rechnerisch-theoretisch orientierten und konstruktiven Fragen zugewendeten Bereichen zählt auch der Projektbereich D, weswegen er schon hier angesprochen wird: Er ist der Entwicklung einer umfassenden Sicherheitstheorie für den Katastrophenfall "Brand" gewidmet, wobei naturgemäß der Anschluß an die Sicherheitsvorstellungen des normalen konstruktiven Bauwesens gesucht werden muß. Nur auf der Grundlage umfangreicher Vorarbeiten des Projektbereichs A war es möglich, im Projektbereich D eine umfassende Parameterstudie durchzuführen, die zeigt, wie Imperfektionen bei Stahlbetonstützen deren Brandverhalten beeinflussen und welches Sicherheitsniveau in Abhängigkeit von verschiedenen Parametern erreicht werden kann. Schon im Arbeitsbericht über die Jahre 1975 - 1977 wurde darauf hingewiesen, daß eine verstärkte Förderung dieses Projektbereichs äußerst wünschenswert ist, um eine umfassendere Auswertung und Übertragung der Ergebnisse der Projektbereiche A und B auf Belange der Praxis sicherzustellen. Mit der daraufhin vorgenommenen geringen personellen Verstärkung mußten die Fortschritte in diesem Projektbereich dem Umfange nach weiterhin begrenzt bleiben, inhaltlich sind sie

jedoch außergewöhnlich interessant. Das Anliegen des SFB nach deutlich verstärkter Förderung des Projektbereichs D wird nunmehr vorgetragen.

Die in den Projektbereichen A und D erzielten Arbeitsergebnisse und Fortschritte wären undenkbar gewesen, wenn nicht parallel dazu im Projektbereich B das Verhalten der Konstruktionsbaustoffe unter Hochtemperatur intensiv studiert worden wäre. Erst eine genaue Kenntnis dieser Festigkeits- und Verformungskenngrößen liefert die Voraussetzungen, Versuchsergebnisse an Bauteilen theoretisch so zu analysieren, daß deren Verallgemeinerung und Übertragung auf andere Bauteile oder Bauwerksabschnitte möglich wird. Darüber hinaus ist naturgemäß die Klärung der physikalischen Veränderungen in den Baustoffen, die zu den beobachteten Änderungen des Festigkeits- und Verformungsverhaltens führen, ein weiteres wichtiges Aufgabengebiet des Projektbereichs B. Im Berichtszeitraum wurde der Einfluß einer instationären Temperatureinwirkung auf das Verformungsverhalten von Beton weiterhin abgeklärt (Teilprojekt B 3), so daß wesentlich verbesserte und theoretisch begründete, für weitere Rechnungen brauchbare analytische Formulierungen der Materialgesetze vorgestellt werden konnten. Naturgemäß fanden innerhalb dieser Untersuchungen die zeitabhängigen Kriech-, Schwind- und Relaxationsvorgänge im Beton besondere Beachtung. Fortschritte wurden in den Teilprojekten B 4 - Verhalten von Stählen unter Hochtemperatur - und B 5 - Verbundverhalten - erzielt; die gewonnenen Ergebnisse liefern wichtige Informationen über den Einfluß wärmebedingter Gefügeänderungen auf die Hochtemperaturfestigkeit und die Verformungskenngrößen der wichtigsten Bau-, Beton- und Spannstähle sowie über die Veränderung der Verbundgesetze unter erhöhter Temperatur.

Im Berichtszeitraum wurde ein Forschungsvorhaben von Prof. Odler, Clausthal, dem Projektbereich B angegliedert, das zunächst in Einzelantragsverfahren seitens der DFG gefördert worden war. Damit wurde die durch das Ausscheiden der Herren Professoren Hennicke und Waubke entstandene Lücke im Projektbereich B auf dem Gebiete der Bindemittelforschung erfreulicherweise wieder geschlossen. Herr Professor Waubke hat im übrigen von seinem neuen Wirkungskreis aus durch Betreuung von Abschlußarbeiten und Dissertationen die seinerzeit von ihm begonnenen Arbeiten zu einem befriedigenden Abschluß bringen können.

Die in den Projektbereichen A, B und D bislang gewonnenen Ergebnisse konnten nur durch Einsatz eines speziellen Förderungsinstruments in Form eines Sonderforschungsbereichs erreicht werden; die Konzentrierung der Anstrengungen auf bestimmte Zielpunkte und die Zusammenfassung von Kräften zur Lösung schwieriger Grundlagenfragen wäre auf andere Weise kaum möglich gewesen. Die Untersuchungen dieser Projektbereiche sind zwar noch nicht abgeschlossen, doch ist die Sammlung notwendiger Grundlagen und deren Anwendung im Rahmen theoretisch-rechnerischer Tragwerksanalysen für wesentliche Bereiche des Bauwesens sichergestellt worden.

Der Projektbereich C ist Fragen der thermischen Vorgänge in der Umgebung brandgefährdeter Bauteile und in diesen Bauteilen selbst während des Brandablaufs gewidmet. Im Berichtszeitraum konnten hier weitgehend nur Versuche und Untersuchungen mit Modellcharakter durchgeführt werden; das Teilprojekt C 1 mußte wegen Wegberufung des Projektleiters, Professor Doležal, leider verfrüht zum Abschluß gebracht werden. Immerhin geben die Dissertationen der Herren Hoffmann und Dobbernack befriedigend Rechenschaft über die dort erzielten Ergebnisse. Das Teilprojekt C 2, das Umwandlungsvorgängen in Kalksteinbetonen gewidmet war, wird im Berichtszeitraum zum Abschluß gebracht; eine Fortsetzung dieser Untersuchungen ist nicht vorgesehen.

Der Projektbereich C besitzt für den SFB 148 außerordentliche Bedeutung; eine wissenschaftlich abgesicherte Durchdringung der thermischen Prozesse im Bereich der Brandentstehung und Brandausbreitung sowie der thermischen Vorgänge in den gefährdeten Bauteilen selbst wird seitens des SFB als wesentlicher Teil aller jener Bemühungen angesehen, die zu einer umfassenden Beschreibung des Brandgeschehens benötigt werden. Die Erfassung der Phänomene wirklicher Brandabläufe gehört daher zu den wichtigsten Studienzielen des SFB, da nur hierdurch die wirklichkeitsnahe Beschreibung des Brandverhaltens von Bauteilen möglich wird. Eine konsequente, ununterbrochene Fortsetzung der Arbeiten im Projektbereich C wird daher vom SFB als vordringlich angesehen.

Wie schon im vorhergegangenen Berichtszeitraum fanden für den wissenschaftlichen Erfahrungsaustausch aller Mitarbeiter des Sonderforschungsbereichs interne Kolloquien statt; hierbei berichteten die Projektlei-

ter und die an einzelnen Teilprojekten tätigen wissenschaftlichen Mitarbeiter über Fragestellung, Methodik, zeitlichen Ablauf und bisher erzielte Ergebnisse ihrer Arbeiten. In den regelmäßig hieran anschließenden Diskussionen wurde wechselseitig konstruktive Kritik an Fragestellung und Methodik geübt, um auf diese Weise sicherzustellen, daß die erhofften Ergebnisse im erwarteten Umfange nutzbar werden.

1.2 Stellung innerhalb der Hochschule

Wie bereits im Finanzierungsantrag für den Zeitraum 1978 - 1980 ausgeführt wurde, erscheint es zum gegenwärtigen Zeitpunkt wenig ergiebig, die Stellung des SFB innerhalb des Hochschulentwicklungsplanes zu erörtern, weil die Neugestaltung der Hochschulgesetzgebung in Niedersachsen immer noch im Gange ist und deren Auswirkung auf die einzelnen Hochschuleinrichtungen noch nicht erkennbar geworden ist. Die finanziellen Schwierigkeiten des Landes Niedersachsen haben zu rigorosen Sparmaßnahmen auch im Bereich der Technischen Universität Braunschweig geführt: es konnten seit Jahren mit höchster Priorität geforderte Stellenzugänge nicht bedient werden.

Die Zusagen des Landes Niedersachsen dahingehend, die Grundausstattung der Sonderforschungsbereiche mehr als bei anderen Hochschulinstituten durch Bereitstellung von Haushaltsmitteln in Form von Personalplanstellen zu fördern, wurden bisher nur durch den Zugang einer Planstelle BAT Ia erfüllt. Um dennoch den SFB zumindest einigermaßen den Richtlinien der Deutschen Forschungsgemeinschaft entsprechend personell auszustatten, wurden Planstellen aus den beteiligten Instituten und Lehrstühlen als Grundausstattung dem SFB 148 zugeführt. Die Abgabe einer vergleichsweise großen Anzahl von Planstellen an den SFB hat zu einer Benachteiligung der sonstigen Aufgaben dieser Hochschuleinrichtungen in Forschung und Lehre geführt, da deren Ausstattung mit Planstellen schon vor Eintritt in den SFB unzureichend war. Es wird daher an dieser Stelle erneut die Bitte ausgesprochen, die DFG möge ihren Einfluß dahingehend geltend machen, daß das Land Niedersachsen die seit Jahren immer wieder vorgetragenen Wünsche nach Vermehrung der Personalplanstellen bei den in Sonderforschungsbereichen mitarbeitenden Lehrstühlen und Instituten in absehbarer Zeit aus Sondermitteln - d. h. nicht zu Lasten

der anderen Lehrstühle etc. - verwirklichen möge.

Ein deutlicher Hinweis auf die großen finanziellen Schwierigkeiten ist darin zu sehen, daß das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz einen wesentlichen Kostenanteil für die Unterbringung der neuen Versuchsanlage für das Teilprojekt A 2 aus Eigenmitteln decken mußte, die Ersparnisse aus "Aufträgen Dritter" darstellten und eigentlich dazu gedacht waren, Unterhalt, Ergänzung und Ersatz der vorhandenen Prüf- und Versuchseinrichtungen abzudecken. Dies wiegt um so schwerer, weil die finanzielle Lage des Landes Niedersachsen z. Z. auch keinen Spielraum läßt, im Haushalt für Unterhalt und Ersatz der hochwertigen Versuchseinrichtungen der gesamten Technischen Universität Braunschweig auch nur einen einigermaßen angemessenen Betrag auszuweisen; die Mittelknappheit des Landes beeinträchtigt auch erheblich Gerätebeschaffungen im Rahmen des Hochschulbau-Förderungsgesetzes.

Die kurz vor Beginn des Berichtszeitraumes berufenen Herren Professoren Großkurth und Quast haben in der Zwischenzeit ihre Mitarbeit im SFB 148 aufgenommen. Herr Großkurth hat sich in besonderem Maße um den Aufbau der von der DFG mitfinanzierten Elektronenmikroskopie verdient gemacht, die nunmehr dank der Hilfestellung der Verwaltung der Technischen Universität Braunschweig in angemieteten Räumen sehr befriedigend Unterkunft finden können. Herr Quast hat sich der praxisgerechten Aufbereitung der Arbeitsergebnisse zugewendet und strebt danach - ebenso wie Herr Großkurth - im bevorstehenden Förderungszeitraum ein eigenes Teilprojekt zu übernehmen.

Der Nachfolger für den wegberufenen Professor Doležal^v ist leider noch nicht gefunden; der Sonderforschungsbereich bleibt bemüht, bei der Suche eines geeigneten Nachfolgers seine Interessen an einer Zusammenarbeit mit dem Institut für Wärme- und Brennstofftechnik in Erinnerung zu bringen.

1.3 Förderung der Lehre und des wissenschaftlichen Nachwuchses

Die Arbeit des Sonderforschungsbereichs 148 hat zu einer deutlichen Erweiterung und Differenzierung des Lehrangebots geführt. Seit Einrichtung des SFB wird bei der Ausbildung der Bauingenieure und bei jener der

Architekten in den Fächern Baustoffkunde, Baukonstruktionslehre sowie Massivbau auch auf Fragen des Brandverhaltens von Baustoffen und Bauteilen eingegangen und gezeigt, wie Bauteile mit bestimmter Feuerwiderstandsdauer entworfen bzw. berechnet werden, die nicht in DIN 4102, Teil 4 im einzelnen beschrieben sind. Darüber hinaus führen die Professoren Kordina und Quast unter Mitwirkung weiterer Mitarbeiter des SFB 148 eine eigene Lehrveranstaltung durch, in welcher - jeweils im Sommersemester - wöchentlich zweistündig die Fragen des vorbeugenden baulichen Brandschutzes umfassend behandelt werden. Außerdem hat Herr Priv.-Dozent Dr.-Ing. Schneider eine eigene Vorlesung über Brandschutz im Industriebau aufgebaut, die als "Kompaktkurs" einmal im Jahr durchgeführt wird. Beide Lehrveranstaltungen wurden mit Interesse aufgenommen; sie werden sowohl von Hörern der Fachrichtungen Bauingenieurwesen als auch Architektur besucht, vereinzelt finden sich auch Hörer aus der Verwaltung oder der Baupraxis ein. Herr Dr.-Ing. Klingsch erfüllt seit dem WS 1978/79 einen Lehrauftrag an der Universität Essen über Hochtemperaturverhalten von Baustoffen und Konstruktionen.

Im Juni 1979 führte der SFB 148 ein wissenschaftliches Kolloquium durch, das sich über zwei Tage erstreckte und Gelegenheit bot, in einer Reihe von wissenschaftlichen Vorträgen über die Forschungsergebnisse des SFB zu berichten. Experimentelle Vorführungen unterschiedlicher Art ergänzten die Vorträge. Lehrveranstaltungen dieser Art richten sich naturgemäß vorwiegend an bereits fertig ausgebildete Bauingenieure oder Architekten bzw. an Studierende der letzten Semester kurz vor dem Hauptdiplom, weil beträchtliche Vorkenntnisse vorausgesetzt werden müssen, um in kurzer Zeit einen so komplexen Informationsstoff aufnehmen zu können.

Diplomarbeiten für Bauingenieure mit Themen aus dem Gebiet des SFB 148 werden regelmäßig ausgegeben, mehrere wissenschaftliche Mitarbeiter des SFB haben im Berichtszeitraum promoviert, weitere Dissertationen sind in Vorbereitung. Herr Akad. Oberrat Dr.-Ing. U. Schneider hat sich im Berichtszeitraum mit einer Arbeit aus dem Gebiete des Sonderforschungsbereichs habilitiert.

1.4 Alphabetische Liste der im Sonderforschungsbereich beteiligten Wissenschaftler

Bechtold, Rolf, Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Cakiroglu, R., Dipl.-Math., Mathematik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Diederichs, U., Dipl.-Phys., Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Dobbernack, R., Dr.-Ing., Wärme- u. Verfahrenstechnik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Doležal, R., Prof. Dr. tech.- Institut für Wärme und Verfahrenstechnik, TU Braunschweig

Ertingshausen, H., Reg.-Dir. Dr.-Ing., Bauingenieur, MPA Bauwesen, Niedersachsen

Gardeik, H.O., Dipl.-Ing., Verfahrenstechnik, Institut für Wärmetechnik und Industrieofenbau, TU Clausthal

Großkurth, K.P., Prof. Dr.-Ing., Baustoffkunde, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Haksever, A., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Haß, R., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Henke, V., Dr.-Ing., Bauingenieur, Lehrstuhl für Massivbau, TU Braunschweig

Herschelmann, F., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Heydemann, G., Dipl.-Ing., Elektrotechnik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Hoffmann, F., Dr.-Ing., Wärmetechnik, Institut für Wärme- und Brennstofftechnik, TU Braunschweig

Jeschar, R., Prof. Dr.-Ing., Wärmetechnik, Institut für Wärmetechnik u. Industrieofenbau, TU Clausthal

Kemman, B., Dipl.-Ing., Maschinenbau, Institut für Schweißtechnik, TU Braunschweig

Klingsch, Wolfram, Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Kordina, K., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Krampf, L., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Lämmke, A., Dr.-Ing., Chemie, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Linnemann, R., Dipl.-Ing., Maschinenbau, Institut für Schweißtechnik, TU Braunschweig

Meyer-Ottens, C., ORR Dr.-Ing., Bauingenieur, MPA Bauwesen Niedersachsen

Neisecke, J., RR Dr.-Ing., Physik, MPA Bauwesen Niedersachsen

Odler, J., Prof. Dr.-Ing., Bindemittel und Baustoffe, Lehrstuhl für Bindemittel der Baustoffe, TU Clausthal

Quast, U., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Rabe, W., Dipl.-Ing., Werkstofftechnologie, Institut für Schweißtechnik, TU Braunschweig

Richter, E., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Rosenberger, W., Dipl.-Phys., Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Rößler, M., Dipl.-Ing., Bindemittel und Baustoffe, Lehrstuhl f. Bindemittel der Baustoffe, TU Clausthal

Rostasy, F.S., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Ruge, J., Prof. Dr.-Ing., Werkstofftechnologie, Institut für Schweißtechnik, TU Braunschweig

Rudolph, K.-Chr., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Sager, H., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Schmidt, O., Dr.-Ing., Bindemittel und Baustoffe, Lehrstuhl f. Bindemittel der Baustoffe, TU Clausthal

Schneider, U., AOR Dr.-Ing. habil., Thermodynamik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Schwick, W., Dipl.-Min., Mineralogie, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Specht, E., Dipl.-Ing., Wärmetechnik, Institut für Wärmetechnik und Industrieofenbau, TU Clausthal

Wehling, D., Dipl.-Ing., Elektrotechnik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Wesche, J., RR Dipl.-Ing., Bauingenieur, MPA Bauwesen Niedersachsen

Winkelmann, O., Dipl.-Ing., Maschinenbau, Institut für Schweißtechnik, TU Braunschweig

1.5 Aktivitäten des Sonderforschungsbereichs 148

1.5.1 Interne Aktivitäten

31.01.1978	Mitgliederversammlung <ol style="list-style-type: none"> 1. Aussprache über den Bewilligungsbescheid für das Haushaltsjahr 1978 2. Finanzielle Abwicklung des Haushaltsjahres 1978 3. Allgemeine Fragen
11.05.1978	Mitgliederwahl
24.10.1978	Mitgliederversammlung <ol style="list-style-type: none"> 1. Vorstandsneuwahl 2. Öffentliches Kolloquium 1979 3. Finanzielle Abwicklung des Haushaltsjahre 1978 4. Beteiligung des SFB an der Lehre 5. Allgemeine Fragen
21. u. 23.05.1979	Kolloquium mit Kurzreferaten
03.07.1979	Besprechung des öffentlichen Kolloquiums vom 07./08.06.1979
10.10.1979	Mitgliederversammlung <ol style="list-style-type: none"> 1. Finanzielle Situation im Haushaltsjahr 1979 2. Vorbesprechung des Finanzierungsantrags 1981-82-83 3. Allgemeine Fragen
31.01.1980	Mitgliederversammlung <ol style="list-style-type: none"> 1. Fragen im Zusammenhang mit der Antragstellung für den Förderzeitraum 1981-83 mit der schriftlichen Berichterstattung über den Zeitraum 1978-80 und mit der Gutachtersitzung 2. Allgemeine Fragen

1.5.2 Externe Aktivitäten

1 9 7 8

- 04.01. Rheinisch-Westf. Akademie der Wissenschaften in
Düsseldorf (Vortrag Kordina)
- 25.-27.01. ISO/WG 7 (Kordina, Wesche), Code Advisory Panel, CIB W 14
in London
- 16.02. "Brandschutz", Constructa Hannover (Podiumsdiskussion
Meyer-Ottens)
- 27.02. Baubehörde Hamburg (Vortrag Meyer-Ottens)
- 14.-16.03. ISO/WG 11, London (Kordina, Wesche)
- 14.03. TU Karadeniz (TU - Schwarzes Meer), Türkei (Haksever)
- 20.03. Sitzung Schutzkommission in Göttingen (Kordina)
- 16.-18.04. Technische Akademie Esslingen (Meyer-Ottens, Vortrag)
- 19.04. Bauzentrum München (Vortrag Meyer-Ottens)
- 27./28.04. RILEM COMMITTEE 44 PHT Borehamwood (Schneider)
- 30.4. - 06.05. VIII. FIP-Kongreß in London (Kordina, Vortrag Krampf)
- 28.-30.05. Plenary Meeting CIB W 14 in Kopenhagen (Haksever, Kor-
dina, Quast, Schneider)
- 22.06. "Sicherheit und Brandbekämpfung", Bundesministerium für
Forschung und Technologie in Bonn (Kordina)
- 13./14.09. ISO/TC 92/WG 11 in Gent (Kordina, Wesche)
- 05.10. "Stand der Forschung zum baulichen Brandschutz in Kern-
kraftwerken", Leverkusen (Vortrag Kordina)
- 26./27.10. Sitzung der Gruppe 3 "Fire" der europäischen Stahlbaukon-
vention in Brüssel (Krampf)
- 09.11. Comité executif de la construction métallique légère
(CECA) der Europ. Kommission Eisen und Stahl, Den Haag
(Vortrag Klingsch)
- 13.11. DFG-Schwerpunkt "Festigkeit keramischer Werkstoffe" in
Würzburg (Kordina)
- 21.12. Recent activities in Fire Research, TU Lund/Schweden
(Vortrag Haksever)

1 9 7 9

- 24.01. Universität Stuttgart (Vortrag Klingsch)
- 09./10.01. RILEM COMMITTEE 44-PHT Paris (Diederichs)
- 31.01.-02.02. FIP-Commission on Fire Resistance in München
(Kordina, Krampf, Quast)
- 07.02. Haus der Technik, Essen (Vortrag Meyer-Ottens)
- 14./15.02. ISO/TC 92/WG 11 in Den Haag (Kordina, Wesche)
- 19.02. BMFT-Seminar "Sicherheit und Brandbekämpfung" in
Lahnstein (Vortrag Kordina)
- 20.02. Schutzkommission/Bundesministerium des Innern, Bonn
(Kordina)
- 05.03. Comité international pour le developpement et l'étude
de la construction tubulaire (CIDECT), Lüttich,
(Vortrag Klingsch)
- 12./13.03. Techn. Akademie Eßlingen (Vortrag Schneider)
- 03.-05.04. Besprechung über den Entwurf eines Model-Code für Brand-
schutzmaßnahmen im internationalen Bereich, Institut für
Bautechnik, Berlin (Kordina)
- 05.04. EG-ILDA-Sitzung, Brüssel (Meyer-Ottens)
- 19.04. Besprechung über den brandschutztechnischen Entwurf zur
Wiener Reichsbrücke, Magistrat der Stadt Wien in Wien
(Haksever, Kordina, Walter)
- 24.-27.04. Betontag in Berlin; "Feuchtigkeitsbewegungen in dicken
Betonbauteilen bei erhöhten Betriebstemperaturen"
(Vortrag Kordina)
- 26./27.04. Sitzung der Gruppe 3 "Fire" der Europäischen Stahlbau-
konvention in Baden-Baden (Krampf)
- 30.04. Sitzung Schutzkommission, Bundesministerium des Innern
in Bonn (Kordina)
- 08.05. Verband der Sachversicherer, VFDB-Fachtagung "Bauen und
Brandschutz" in Mannheim (Vortrag Kordina)
- 08.05. Vereinigung zur Förderung des deutschen Brandschutzes,
Mannheim (Vortrag Meyer-Ottens)
- 07./08.05. Brandschutzseminar, Düsseldorf (Vortrag Schneider)
- 16.05. Vereinigung zur Förderung des deutschen Brandschutzes,
Hannover (Vortrag Meyer-Ottens)

- 25.05. Besprechung über Ergebnisse von Forschungsarbeiten zum Thema "Brandverhalten von Gesamtkonstruktionen" beim Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau in Bonn (Haksever, Kordina)
- 27.05.-02.06. 20. CEB-Vollversammlung in Rom (Kordina)
- 29.05. Vereinigung zur Förderung des deutschen Brandschutzes in Düsseldorf (Vortrag Meyer-Ottens)
- " CEI-Bois-Kongreß, Rottach-Egern (Vortrag Meyer-Ottens)
- 19.06. CECA der Europäischen Kommission Eisen und Stahl, Berlin (Vortrag Klingsch)
- 20./21.06. Brandschutzseminar, München (Vortrag Schneider)
- 20.07. Sitzung Schutzkommission in Bonn (Kordina)
- 09.08. Sachverständigenausschuß "Sicherheit und Brandbekämpfung" beim Bundesministerium für Forschung und Technologie in Bonn (Kordina)
- 13.-17.08. 5th Int. SMIRT Conference, Berlin (Vortrag Schneider)
- 21.-31.08. CIB-Symposium "Systems Approach to Fire Safety in Buildings" in Tokio (Kordina)
- 02.-20.09. Plenary Meeting of ISO/TC 92 in Sidney (Kordina)
- 05.10. Stahlbautag in Wien "Brandverhalten von Stahlkonstruktionen" (Vortrag Quast)
- 10./11.10. Brandschutzseminar, Berlin (Vortrag Schneider)
- 16.10. CIDECT - Fire Resistance Working Group in Nizza (Vortrag Klingsch)
- 24.10. Technische Universität Graz (Vortrag Klingsch)
- 25./26.10. FIP-Commission on Fire Resistance in Paris (Kordina, Krampf)
- 07.11. DFG-Gutachtersitzung "Festigkeit keramischer Werkstoffe" in Würzburg (Kordina)
- 16.11. GIPEC-Tagung Zürich (Vortrag Klingsch)
- 22.11. Sitzung der Gruppe 3 "Fire der europäischen Stahlbaukonvention in London (Krampf)
- 22./23.11. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Forschungsbeirat in Berlin (Kordina)

24.12. Fire response of fully restraint structural elements.
TU Lund/Schweden (Vortrag und Diskussion, Haksever)

1 9 8 0

17.01. CECA der Europäischen Kommission Eisen und Stahl in Rom
(Klingsch)

21./22.01. ISO WG 7 in Kopenhagen (Kordina)

22.02. Jahressitzung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton
in Berlin (Kordina)

" CEI-Bois-Tagung, Brüssel (Meyer-Ottens)

03.-05.03. WG 11 in Paris (Kordina, Wesche)

11.03. CIDECT - Fire Resistance Working Group in London (Vortrag
Klingsch)

19.03. CEB/FIP ad hoc Commission "Fire", Amsterdam (Krampf)

14./15.04. RILEM COMMITTEE 44 - PHT, Warschau (Schneider)

21.04. Thyssen-Forschungskolloquium, Hannover Messe (Vortrag
Klingsch)

28.04. CECA der Europ. Kommission Eisen und Stahl in Brüssel
(Klingsch)

30.04. Besprechung über Ergebnisse von Forschungsarbeiten zum
Thema "Brandverhalten von Gesamtkonstruktionen" beim Bun-
desministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau in
Bonn (Haksever)

08.05. Technische Universität Berlin, Hochschullehrertreffen,
(Quast, Klingsch)

08./09.05. Meeting CEB/FIP- ad hoc-Commission "Fire Resistance" in
Paris (Kordina, Krampf)

19./23.05. Meeting CIB W 14, Athen (Vortrag Haksever, Schneider,
Dobbernack, Walter)

Nicht im einzelnen aufgeführt wurden die Zusammenkünfte deutscher Normen-
ausschüsse und Sachverständigenausschüsse, in denen mehrere Mitarbeiter
des SFB - insbesondere Kordina, Krampf, Meyer-Ottens, Schneider, Wesche -
tätig sind. Vor allem in DIN 4102, DIN 18 230 und die in Vorbereitung be-
findlichen Normen für kerntechnische Anlagen fließen Erkenntnisse, die
durch die Arbeit des SFB 148 gewonnen wurden, ein.

1.5.3 Öffentliches Kolloquium

Der SFB 148 veranstaltete am 07. und 08. Juni 1979 ein öffentliches Kolloquium, in dem über Forschungsarbeiten, deren Ergebnisse und ihre Anwendung in der Praxis berichtet wurde. Da von der Praxis der Wunsch geäußert worden war, die Veranstaltung so kurz wie möglich zu halten, mußten wir auf die an sich so wünschenswerte Mitwirkung von Referenten, die nicht dem Sonderforschungsbereich angehören, verzichten.

An der Veranstaltung nahmen etwa 125 Personen, davon 20 Studenten, teil, die durch rege Diskussion der gehörten Vorträge ihr Interesse bekundeten.

Die folgenden Einzelbeiträge bildeten das Programm:

1. Brandverhalten von Bauteilen

Klingsch: Rechengrundlagen für die Ermittlung des Tragverhaltens von Bauteilen im Brandfall

Haksever: Zum Relaxationsverhalten (totale Dehnbehinderung) von Stahlbetonstützen im Brandfall

Klingsch: Brandverhalten von Beton-Stahl-Verbundstützen

Hoffend: Brandverhalten von Stahlstützen

Richter: Untersuchungen über das Tragverhalten brandbeanspruchter Spannbetonbalken

Wesche: Tragverhalten von Stahlbeton-Geschoßdecken unter Brandbeanspruchung

Walter: Innere Zwängungen brandbeanspruchter Stahlbetonplatten

Haksever: Gesamtbauwerksverhalten bei einem lokalen Brandfall

2. Hochtemperaturverhalten von Baustoffen

Jeschar: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Einfluß verschiedener Zuschlagstoffe auf das thermische Verhalten von Beton unter Brandbeanspruchung

Diederichs, Schneider, Weiß: Ursachen und Auswirkungen der Entfestigung von Betonen bei hoher Temperatur

Sager: Hochtemperaturverbundverhalten von Beton- und Spannstahl

Winkelmann: Untersuchungen an Beton- und Baustählen im Warmkriechversuch

3. Natürliche Brände

Hoffmann: Untersuchungen natürlicher Brände - Methodik und Zukunftsperspektiven

4. Normen, Vorschriften

Meyer-Ottens: Normung DIN 4102 - Nationale und Internationale Aspekte

5. Schadensfeuer, Rechenverfahren, Sicherheitsprobleme

Haksever: Traglastuntersuchungen an Stahlbeton-Hallenstützen in einem wirklichen Schadensfeuer

Quast: Entwicklung und Anwendung von Rechenverfahren zur Beurteilung der Auswirkung von Brandeinwirkungen auf tragwerke oder Bauteile

Henke: Zur Sicherheit schlanker Stahlbetonstützen im Brandfall

A

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich A "Bauteile"

Allgemeine Angaben zum Projektbereich A

Zum Projektbereich A sind zwei Teilprojekte zusammengefaßt

A 1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen,

A 2 - Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton.

Bis heute ist es im Regelfall nur möglich, Einzelbauteile für die Katastrophenbeanspruchung "Brand" zu bemessen. Untersuchungen über das Zusammenwirken ganzer Konstruktionen sind nur vereinzelt durchgeführt worden. Zielsetzung des Projektbereichs A ist daher, auf breiterer Basis das Brandverhalten sich gegenseitig beeinflussender Bauteile auf theoretisch-rechnerischem wie auf experimentellem Wege zu erforschen. Dazu werden vorwiegend die in den Titeln der beiden Teilprojekte genannten Konstruktionstypen herangezogen. Durch Verallgemeinerung der gewonnenen Ergebnisse und deren sinnvolle Kombination soll ermöglicht werden, auch das Verhalten komplexer räumlicher Systeme zu beurteilen.

Eine enge Zusammenarbeit der beiden Teilprojekte war daher schon im Berichtszeitraum vorhanden, und sie wird in Zukunft noch intensiviert werden.

Mehrere der Mitarbeiter des Projektbereichs A sind für beide Teilprojekte tätig. Das wird nicht nur wegen der engen Verknüpfung der Aufgabenstellung grundsätzlich als sinnvoll angesehen, sondern führt - auch im einzelnen - zu Vereinfachungen. Beispielsweise werden Rechenprogramme so entwickelt, daß sie mit entsprechenden Modifikationen in beiden Teilprojekten eingesetzt werden können.

Ein projektübergreifender Bericht (A 1/2 - 1) macht die enge Verknüpfung der beiden Teilprojekte deutlich.

Es sei hier aber auch hingewiesen auf drei Berichte, die von Mitarbeitern der Projektbereiche A und B gemeinsam verfaßt wurden und das enge Zusammenwirken bei der Bearbeitung bestimmter Themen dokumentieren.

Liste der Veröffentlichungen und Berichte, im Berichtszeitraum verfaßt
von Mitarbeitern des Projektbereichs A

- Haksever, A.: Brandverhalten von brett-schichtverleimten Holzstützen. Fire response of laminated rectangular wood columns with respect to buckling. CIB W 14/80/48 (D) und in Forschungsbeiträge für die Baupraxis, Kordina-Festschrift, Verlag Ernst & Sohn, 1979.
- Haksever, A., Kordina, K., und Walter, R.: Brandschutztechnische Bemessung der neuen Wiener Reichsbrücke. CIB W 14/80/54 (D)
- Haksever, A.: Zum Relaxationsverhalten (totale Dehnbehinderung) von Stahlbetonstützen im Brandfall. SFB-Kolloquium 1979. Bauphysik, H. 2, 1980.
- Betonarme yapı Sistem ve Elemanlarının yangın Yukleri altında nümerik Metotlarla hesabi. Türkiye Mühendislik Haberleri Nr. 12 6/10 (1978). T.M.M.O.B. Ankara.
(Numerische Methoden zur Berechnung von Stahlbetontragwerken und -bauteilen im Brandfall).
Turkish Engineering News, periodical of Chamber of Civil Engineers, Ankara/Turkey.
- Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonmassivplatten im Brandfall. DBZ Forschung + Praxis 502 (1/79) 1.1.
- Haksever, A., und Haß, R.: Traglast von Druckgliedern mit vereinfachter Bügelbewehrung. Az.: VB 1 - 72.02 - Nr. 104/78 (1979).
- Haksever, A.: Stahlbetonstützen bei natürlichen Bränden (in Vorbereitung f. Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau).
- Gesamtbauwerksverhalten bei einem lokalen Brandfall. SFB-Kolloquium 1979, Veröffentlichung in Vorbereitung.

- Haksever, A.: Traglastuntersuchungen an Stahlbeton-Hallenstützen in einem wirklichen Schadensfeuer, SFB-Kolloquium 1979, Veröffentlichung in Vorbereitung.
- Recent Activities in Fire Research TU, Lund, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction (1978).
- The Fire Engineering Design of the new "Reichsbrücke" in Vienna. ACI International Symposium on Fire Safety of Concrete Structures. September 25, 1980, Puerto Rico.
- Haksever, A., und Meyer-Ottens, C.: Vergleichsuntersuchungen an Brandhäusern in der Bundesrepublik Deutschland, Bericht für das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau in Vorbereitung.
- Haksever, A., und Krampf, L.: Nachträgliche Erwärmung der Stahlbetonbauteile in einem Schadensfeuer, Bericht für das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau in Vorbereitung.
- Haß, R.: Brandversuche an mit Beton verfüllten Stahlhohlprofilstützen; Bericht für COMETUBE, JPG/CC-Recherche, 1979.
- Herschelmann, F.: Untersuchungen über konstruktive Maßnahmen, die die Feuerwiderstandsdauer von Stahl-Verbundträgern verbessern, Bericht an das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau in Vorbereitung.
- Hoffend, F.: Brandverhalten von Stahlstützen, SFB-Kolloquium 1979, Veröffentlichung in Vorbereitung.

- Hoffend, F.: Untersuchungen über das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton-Plattenstreifen, bewehrt mit geschweißten Bewehrungsmatten (Zusatzuntersuchungen zu: Stahlbetondurchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff bei Variierung von Stahlart und -güte der Biegezugbewehrung im Stützenbereich). Bericht für das Innenministerium des Landes Nordrhein-Westfalen, 1979.
- Klingsch, W.: Zur Frage der brandschutztechnischen Überdeckungserhöhung bei gegliederten Stahlbetonbauteilen. Beton + Fertigteil-Technik, 28, Heft 12 (1978).
- Baulicher Brandschutz im Hochbau: Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonbauteilen bei natürlichen Bränden. DAI - Deutsche Architekten- und Ingenieur-Zeitschrift, Heft 3, (1978).
- Traglastanalyse brandbeanspruchter tragender Bauteile. Kordina-Festschrift, CIB W 14/80/47 (D).
- Rechengrundlagen für die Ermittlung des Tragverhaltens von Bauteilen im Brandfall. SFB-Kolloquium 1979, "Bauphysik", Verlag Ernst & Sohn, H 1, 1979.
- Brandverhalten von Beton-Stahl-Verbundstützen. SFB-Kolloquium 1979 (erscheint demnächst in der Zeitschrift "Bauphysik", Verlag Ernst & Sohn).
- Untersuchungen zum Brandverhalten von Stahlrohrstützen im Verbund mit Beton. GIPEC-Tagung Zürich, (Nov. 1979).
- Das Brandverhalten von Flächentragwerken. Deutsche Bauzeitung, 1977.
- Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton. 1. Forschungsbericht, 1979. Studiengesellschaft p 35, EGKS-Nr. 7210/SA/1,108.

- Klingsch, W., und Haß, R.: Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton. 2. Forschungsbericht, 1980. Studiengesellschaft P 35, EGKS-Nr. 7210/SA/1,108.
- Klingsch, W.: Zur Vergleichbarkeit von Stützen-Brandversuchen in der EG. Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Bericht für Studiengesellschaft, CIDECT, EGKS (in Vorbereitung, 1980).
- Kordina, K.: Über das Brandverhalten von Bauteilen und Bauwerken, Rheinisch-Westfälische Akademie der Wissenschaften, 1979, CIB W 14/80/46 (D).
- Kordina, K., Krampf, L., (et al.): FIP/CEB Report on Methods of assessment of the fire resistance of concrete structural members, London 1978.
- Krampf, L.: Untersuchungen zum Schubverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonbalken. Forschungsbeiträge für die Baupraxis, Kordina-Festschrift, Verlag W. Ernst & Sohn, 1979, CIB W 14/80/53 (D).
- Meyer-Ottens, C.: DIN 4102 Teil 2 - Brandverhalten von Bauteilen - im Blickpunkt nationaler und internationaler Interessen. Bundesbaublatt Sept. 1979.
- Feuerwiderstandsdauer unbedeckter hoher Rechteckbalken aus Brettschichtholz. Forschungsbeiträge für die Baupraxis, Kordina-Festschrift, Verlag Ernst & Sohn, 1979.
- Richter, E.: Rechnerische Untersuchungen des Tragverhaltens brandbeanspruchter Spannbetonbalken. SFB-Kolloquium 1979 (erscheint demnächst in der Zeitschrift "Bauphysik", Verlag Ernst & Sohn).

- Richter, E.: Dehnfugen, Anforderungen und Konstruktion unter Berücksichtigung des Brandfalls. Bericht für das Innenministerium des Landes Nordrhein-Westfalen, 1979.
- Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit von im Spannbett vorgespannten Spannbetonbalken unter Brandbelastung gemäß DIN 4102. Bericht für das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, 1978.
- Rechnerische Untersuchung über die Veränderung im Tragverhalten von brandbeanspruchten Spannbetonbindern infolge höherer zul. Spannstahlspannung nach DIN 4227. Bericht für das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (in Vorbereitung, 1980).
- Eintragungslänge bei brandbeanspruchten Spannbetonbalken. Bericht für das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (in Vorbereitung, 1980).
- Walter, R.: Innere Zwängungen brandbeanspruchter Stahlbetonplatten, Kolloquium des SFB 148, 1979, Veröffentlichung in der "Bauphysik" in Vorbereitung.
- Movement and restraint of concrete slabs during fire, CIB W 14, 1980.
- Zur Berechnung der inneren Zwängungen brandbeanspruchter ebener Stahlbeton-Flächentragwerke, Dissertation, 1980 (in Vorbereitung).
- Wegsche, J.: Tragverhalten von Stahlbetongeschoßdecken unter Brandbeanspruchung, Kolloquium des SFB 148, 1979, Veröffentlichung in der "Bauphysik" in Vorbereitung.

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt A 1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden
im Zusammenhang mit biegebeanspruchten
Bauteilen

• .

Beteiligte Wissenschaftler: Dipl.-Math. Cakiroglu
Dr.-Ing. Haksever
Dipl.-Ing. Haß
Dipl.-Ing. Herschelmann
Dipl.-Ing. Heydemann
Dipl.-Ing. Hoffend
Dr.-Ing. Klingsch
o. Prof. Dr.-Ing. Kordina
Licenciado em Engenharia Civil Neves
Prof. Dr.-Ing. Quast
Dipl.-Ing. Richter
Dipl.-Ing. Walter

Übersicht über den Zeitraum 1978 - 1980

Bezug: Förderungsanträge 1974 S. 34 - 50
1977 S. 45 - 64
1980 S. 49 - 71

Im Teilprojekt A 1 wird das Trag- und Verformungsverhalten von typischen Tragsystemen für den Brandfall theoretisch und experimentell untersucht. Als typische Tragsysteme werden Konstruktionen aus Stützen oder Wänden in Verbindung mit biegebeanspruchten Riegeln und Decken angesehen.

Seit Fertigstellung des kombinierten Stützen-Rahmenbrandhauses vor über 3 Jahren nutzen die im Teilprojekt A 1 beschäftigten Wissenschaftler intensiv die Möglichkeit, die theoretisch erarbeiteten Aussagen durch Bauteilbrandversuche zu überprüfen. Durch diese enge Verknüpfung zwischen Experiment und Theoriebildung wurden in Verbindung mit den baustoffuntersuchenden Teilprojekten B 3 bis B 5 die Erkenntnisse über das Tragverhalten von Stahlbeton-, Stahlleichtbeton- und Stahlstützen so weit vervollständigt, daß für diese Stützen als Einzelbauteile und für solche in Bauwerksausschnitten, wenn dafür genau definierte statische, thermische und werkstoffmäßige Randbedingungen vorgegeben werden, von einer weitgehenden Klärung des Tragverhaltens gesprochen werden kann. Mit der zunehmenden Ausweitung der Forschungstätigkeit auf dreidimensionale Tragsysteme, wobei auch eine partielle Brandbeanspruchung berücksichtigt werden mußte, erwies sich die enge Zusammenarbeit mit dem Teilprojekt A 2 als äußerst fruchtbar, denn selbst die den beiden Teilprojekten zur Verfügung stehenden Brandhäuser erfordern, daß die experimentellen Untersuchungen von komplexen Tragsystemen an repräsentativen Bauteilausschnitten vorgenommen werden müssen, die durch Vorgabe extern berechneter oder gemessener Verschiebungs- oder Kraftgrößen dem Tragverhalten des Gesamtbauwerks angepaßt werden.

In der Mitte des jetzt abgelaufenen Förderungszeitraums wurde in einem öffentlichen Kolloquium über die bis dahin erreichten Forschungsergebnisse und ihre Anwendung in der Praxis berichtet. Eine Fortsetzung dieser "Öffentlichkeitsarbeit" stellen die folgenden Einzelberichte dar. Sie sollen der Fachwelt einen umfassenden Überblick über die wissenschaftliche Tätigkeit des Teilprojekts A 1 im auslaufenden Förderungszeitraum geben. Zwei Berichte entstanden in enger Zusammenarbeit mit ausländischen Wissenschaftlern; am Bericht A 1 - 3 arbeitete ein portugiesischer Stipendiat mit und am Bericht A 1 - 9 ein schwedischer Forscher.

Die ersten drei Arbeitsberichte beschäftigen sich mit Untersuchungen an Stahlbauteilen; im Bericht A 1 - 1 wird das Brandverhalten von Stahlstützen bei ausmittiger Lasteinleitung, Dehnbehinderung oder teilweiser Bekleidung beschrieben, im Bericht A 1 - 2 werden Brandversuche an Stahlrahmen analysiert und mit rechnerischen Ergebnissen verglichen, und im Bericht A 1 - 3 wird über die Ausbildung von Zwängungen in Stahlrahmensystemen bei lokalen Bränden berichtet. Im nächsten Bericht A 1 - 4 werden Ergebnisse von nicht längsdehnungsbehinderten Stahlbetonstützen diskutiert und daraus verallgemeinerungsfähige Aussagen zur Feuerwiderstandsdauer abgeleitet. Danach folgt eine Abhandlung über das Relaxationsverhalten von Stahlbetonstützen und -rahmenstützen. In diesem Beitrag A 1 - 5 wird ein numerischer Lösungsansatz zur Erfassung dieses Phänomens bei Großprobekörpern vorgestellt. Einen theoretischen Ansatz zur Beschreibung des Tragverhaltens komplexer Bauwerksabschnitte beinhaltet der Beitrag A 1 - 6. Die numerischen Ergebnisse werden mit im Versuch gewonnenen Meßdaten verglichen. Auf die theoretischen und rechnerischen Grundlagen zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens vorgespannter Durchlaufsysteme wird im Bericht A 1 - 7 eingegangen. Brandbeanspruchte Stahlleichtbetonstützen werden im Beitrag A 1 - 8 behandelt. Die Versuche zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer werden durch Untersuchungen von Sonderproblemen (Erwärmungsverhalten, Zwangskraftentwicklung, Resttragfähigkeit) ergänzt. Im letzten Beitrag A 1 - 9 wird ein rechnerisches Verfahren zur Vorhersage des Tragverhaltens brandbeanspruchter Stahlbetonstützen beschrieben; die damit errechneten Ergebnisse werden mit in Schweden durchgeführten Brandversuchen verglichen und kommentiert.

A 1 - 1

Brandverhalten von Stahlstützen bei ausmittiger
Lasteinleitung, Dehnbehinderung oder teilweiser
Bekleidung

von

Dipl.-Ing. Friedel Hoffend

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Stand der Erkenntnisse, Ausgangsfragestellung	A 1 - 1 - 3
2. Angewandte Methoden	A 1 - 1 - 3
2.1 Versuchsprogramm	A 1 - 1 - 3
2.2 Rechenverfahren	A 1 - 1 - 4
3. Stahlstützen mit planmäßiger Lastausmitte	A 1 - 1 - 5
3.1 Experimentelle Ergebnisse	A 1 - 1 - 5
3.1.1 Versagenstemperatur T_u , Feuerwiderstandsdauer t_u	A 1 - 1 - 5
3.1.2 Temperaturmessung	A 1 - 1 - 5
3.1.3 Verformungsmessungen	A 1 - 1 - 7
3.2 Numerische Ergebnisse	A 1 - 1 - 7
3.2.1 Temperaturentwicklung	A 1 - 1 - 7
3.2.2 temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Beziehungen	A 1 - 1 - 12
3.2.3 rechnerische Versagenstemperatur T_u	A 1 - 1 - 12
3.3 Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Versuch und Rechnung	A 1 - 1 - 13
3.3.1 Einfluß der Stützenschlankheit λ	A 1 - 1 - 13
3.3.2 Einfluß von Lastausmitte e/h , Belastungsgrad $N/zul\ N$ und Knickrichtung	A 1 - 1 - 14
3.4 Zusammenfassung der Ergebnisse	A 1 - 1 - 15
4. Stahlstützen mit teilweiser Längsdehnungsbehinderung.	A 1 - 1 - 16
4.1 Experimentelle Untersuchungen, Ergebnisse	A 1 - 1 - 16
4.1.1 Versagenstemperatur T_u , Feuerwiderstandsdauer t_u	A 1 - 1 - 16
4.2 Numerische Untersuchungen	A 1 - 1 - 18
4.2.1 Rechenmodell	A 1 - 1 - 20
4.3 Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Versuch und Rechnung	A 1 - 1 - 21
4.3.1 Einfluß des Grades der Längsdehnbehinderung	A 1 - 1 - 23
4.3.2 Einfluß der Stützenschlankheit λ	A 1 - 1 - 23
4.3.3 Einfluß des Belastungsgrades $N/zul\ N$	A 1 - 1 - 24
4.4 Zusammenfassung der Ergebnisse	A 1 - 1 - 24

5. Stahlstützen mit teilweiser Bekleidung	A 1 - 1 - 24
5.1 Experimentelle Untersuchungen, Ergebnisse	A 1 - 1 - 24
5.1.1 Temperaturentwicklung	A 1 - 1 - 25
5.1.2 Versagenstemperatur T_u , Feuerwiderstandsdauer t_u	A 1 - 1 - 25
5.2 Zusammenfassung der Ergebnisse	A 1 - 1 - 28
6. Vergleich mit anderen Arbeiten	A 1 - 1 - 28
6.1 Vergleich experimenteller Ergebnisse	A 1 - 1 - 28
6.2 Vergleich numerischer Ergebnisse	A 1 - 1 - 29
7. Ausblick	A 1 - 1 - 29
7.1 Weitere experimentelle Untersuchungen	A 1 - 1 - 29
7.2 Zukünftige numerische Erweiterungen	A 1 - 1 - 29
8. Literatur	A 1 - 1 - 30

1. Stand der Erkenntnisse, Ausgangsfragestellung

Bezüglich des Brandverhaltens von Stahlstützen liegen einige Veröffentlichungen über experimentelle und rechnerische Untersuchungen vor [1]. Darin wird ausschließlich der Fall der Normalkraftbeanspruchung ohne planmäßige Biegung behandelt. Für die experimentellen Untersuchungen ist dies mit den beschränkten Möglichkeiten der verwendeten Stützenbrandhäuser zu erklären. Demgegenüber wurde in [1] über Untersuchungen innerhalb des Sonderforschungsbereichs 148, Projekt A 1, berichtet; hierbei brachten zwei Tastversuche an Stahlstützen mit planmäßiger Lastausmitte gegenüber den Vergleichsrechnungen und den Versuchsergebnissen an zentrisch belasteten Stahlstützen deutlich abweichende Ergebnisse, die eine systematische Untersuchung des Brandverhaltens derart belasteter Stahlstützen erforderlich machten. Die Ausgangsfragestellung war, ob diese Unterschiede in einer unzureichenden Formulierung der temperaturabhängigen Materialgesetze begründet sind oder ob noch weitere Einflüsse von gravierender Bedeutung wirksam werden..

Das Brandverhalten von Stahlstützen mit behinderter Längsdehnung wurde bisher nur in wenigen Arbeiten behandelt. Die experimentellen Untersuchungen von Stanke [2] zeigen dabei weit günstigere Ergebnisse als eine theoretische Untersuchung von Magnusson [3].

Eigene experimentelle Untersuchungen sollten die Erarbeitung eines Rechenmodells unterstützen, um zu grundsätzlichen Aussagen über das Brandverhalten von Stahlstützen mit behinderter Längsdehnung zu gelangen.

Einige Versuche an teilbekleideten Stahlstützen aus Walzprofilen sollten Aufschluß über den Einfluß der thermischen Verformung infolge eines Temperaturgradienten auf das Tragverhalten von Stahlstützen im Brandfall bringen.

2. Angewandte Methoden

2.1 Versuchsprogramm

Die Parameter, die das Brandverhalten von Stahlstützen aus Walzprofilen und damit die Feuerwiderstandsdauer bestimmen, lassen sich in vier Gruppen von Einflußgrößen einteilen:

- thermische Einflußgrößen, z. B. Erwärmungsgeschwindigkeit, Art der Bekleidung,
- geometrische " , z. B. Schlankheit, Profilform,
- stoffliche " , z. B. Stahlgüte, Eigenspannungen
- statische " , z. B. Belastungsgrad, Lastausmitte, Randbedingungen.

Bei den durchgeführten Versuchen wurden vorwiegend die Lastausmitte, die Schlankheit und der Belastungsgrad variiert.

Bis auf wenige Ausnahmen war Knicken um die starke Achse (x-Achse) vorgegeben. Dies wurde durch eine gelenkige Lagerung am Kopf- und Fußpunkt um die starke Achse und Einspannung um die schwache Achse realisiert. Es wurden vorwiegend mit 2 cm Vermitecta kastenförmig bekleidete Profile geprüft. Als Versuchslasten wurden überwiegend die zul. Gebrauchslasten herangezogen und nach DIN 4114 und DIN 1050 mit dem Ansatz

$$\text{zul } \sigma = \frac{\omega \cdot N}{A} + 0,9 \frac{M}{W} \text{ ermittelt.}$$

2.2 Rechenverfahren

Das Rechenverfahren zur numerischen Analyse instationär thermisch beanspruchter Stahlstützen ohne behinderte Längsdehnung wurde in [1] vorgestellt und beruht auf dem in [4] beschriebenen Modell einer mehrdimensionalen Diskretisierung.

Sämtliche Versuchsnachrechnungen wurden mit zwei unterschiedlichen Materialgesetzen durchgeführt; einmal mit der in [4] vorgestellten Formulierung aufgrund von Warmzugversuchen sowie einer aus Warmkriechversuchen [5] gewonnenen Formulierung.

Zur rechnerischen Ermittlung der Versagenstemperatur von Stahlstützen mit behinderter Längsdehnung wurde ein neues Rechenprogramm entwickelt, welches in der Lage ist, das Trag- und Verformungsverhalten auch nach Erreichen der maximalen Zwangskraft aus behinderter thermischer Dehnung zu beschreiben.

3. Stahlstützen mit planmäßiger Lastausmitte

3.1 Experimentelle Ergebnisse

Wegen der engen Verknüpfung von numerischer Analyse und Versuch war die Verwirklichung definierter und im Rechenmodell nachvollziehbarer geometrischer, thermischer und statischer Randbedingungen Grundvoraussetzung bei der Durchführung aller Versuche. Es wurde besonderer Wert auf möglichst geringe Vorverformungen der Stützen, auf rechtwinklige Anbringung der Kopfplatten sowie exakten Einbau der Versuchskörper bei definierter Lastausmitte gelegt.

Das Meßprogramm bei allen Stützenversuche umfaßte

- Messung der Brandraum- und Bauteiltemperaturen,
- Messung der Stützenverformungen,
- Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer t_u ,
- Ermittlung der Materialkennwerte des Stahls (Streck- und Bruchgrenze) vor und nach Versuchsdurchführung.

Das Versuchsprogramm mit den wichtigsten Versuchsergebnissen ist in Tabelle 1 zusammengestellt (siehe A 1 - 1 - Seite 6).

3.1.1 Versagenstemperatur T_u , Feuerwiderstandsdauer t_u

Feuerwiderstandsdauer t_u und Versagenstemperatur T_u sind in Tabelle 1 aufgeführt. Die Feuerwiderstandsdauer t_u ist dabei als der Zeitpunkt definiert, bei dem die Verformungen (Stauchungen) in Stützenlängsrichtung so schnell anwachsen, daß die Versuchslast nicht mehr gehalten werden kann.

3.1.2 Temperaturmessung

Die Temperaturen wurden mit Hilfe von Thermoelementen an Steg und beiden Flanschen der Walzprofile und im Brandraum gemessen. Sowohl Bauteil- als auch Brandraumtemperaturen wurden in drei Schnitten - Viertelspunkten - ermittelt. Außerdem wurden bei einigen Versuchskörpern zusätzliche Thermoelemente am Kopf- und Fußpunktbereich angebracht. Hierbei zeigte sich, daß lediglich im Fußpunktbereich des ≤ 50 cm über dem Brandraumboden die Bauteiltemperaturen gegenüber den in den Viertelspunkten gemessenen Bauteiltemperaturen abfielen. Für die numerische

Tabelle 1: Versuchsprogramm und Ergebnisse der Brandversuche an Stahlstützen mit planmäßiger Lastausmitte

Nr.	Vers.	Profil	L [cm]	λ_x	λ_y	N_o [kN]	e_o [cm]	$\beta_{s,o}$ [N/mm ²]	$\frac{N}{zul\ N}$ 1)	$\frac{N}{N_{Trag}}$ 2)	T_u [°C]	t_u [min]	Bemerkungen
1	1/I	IPBv 220	580	59	50	1118,0	4,9	268,5	1,0	0,584	530	23,5	unbekleidet
2	2/I	IPB 120	580	115	95	98,6	4,5	256,4	0,7	0,428	555	11,0	unbekleidet
3	1/II	IPB 220	380	40	34	551,6	10,2	242,9	1,00	0,649	550	9,5	unbekleidet
4	2/II	IPB 220	380	40	34	551,6	10,2	239,9	1,00	0,657	430	73	bekleidet 3)
5	3/II	IPB 220	380	40	34	386,4	10,2	229,6	0,70	0,481	550	97	bekleidet
6	4/II	IPB 220	380	40	34	386,4	10,2	242,3	0,70	0,456	610	12,5	unbekleidet
7	5/II	IPB 220	380	40	34	551,6	10,2	236,1	1,00	0,667	500	93,5	bekleidet, 3 Schotte
8	11/II	IPB 120	580	115	94	138,3	5,45	275,9	1,00	0,567	350	49	bekleidet
9	12/II	IPB 120	580	115	94	138,3	5,45	263,9	1,00	0,593	390	8,75	unbekleidet, 5 Schotte
10	13/II	IPB 120	580	115	94	97,1	5,45	271,5	0,70	0,405	515	11	unbekleidet, 5 Schotte
11	14/II	IPB 120	580	115	94	138,3	5,45	246,5	1,00	0,635	325	43,5	bekleidet, 5 Schotte
12	15/II	IPB 120	580	115	94	97,1	5,45	287,5	0,70	0,383	520	66,5	bekleidet, 5 Schotte
13	1/III	IPB 220	380	40	34	713,1	5,5	247,1	1,00	0,635	545	94,5	bekleidet
14	2/III	IPBv120	380	34	115	163	6,3	400,5	0,54	0,315	585	110,5	bekleidet, St 52, Knicken um die y-Achse
15	3/III	IPBv220	580	58	50	781,1	12,0	270,3	1,00	0,576	562	132	bekleidet
16	4/III	IPBv 160	580	80	68	596,5	4,5	238,2	1,00	0,661	500	97	bekleidet
17	5/III	IPBv 160	580	80	68	455,0	9,0	237,3	1,00	0,663	490	99	bekleidet
18	6/III	IPB $\bar{\ell}$ 140	580	100	82	172,3	3,3	269,2	1,00	0,583	473	54	bekleidet
19	7/III	IPB $\bar{\ell}$ 140	580	100	82	138,9	6,6	263,3	1,00	0,596	458	50	bekleidet
20	8/III	IPB 120	580	115	94	164	3,0	275,9	1,00	0,573	498	63	bekleidet
21	1/IV	IPB 120	580	115	94	290	2,7	255,2	1,73	1,063	210	30	bekleidet, 5 Schotte
22	2/IV	IPB 120	580	115	94	226	5,5	244,4	1,64	1,050	160	25,5	bekleidet, 5 Schotte

1) zul. Last nach DIN 4114 mit zul $\sigma = 140 \text{ N/mm}^2$ (LF = 1)

2) rechn. Traglast = $\nu \cdot \text{vorh } \beta / \beta_{s,o} \cdot \text{zul } N$

3) kastenförmige Bekleidung aus 2 cm Vermitecta

Analyse konnte daher mit ausreichender Genauigkeit von einer gleichmäßigen Erwärmung der Stahlstützen ausgegangen werden.

3.1.3 Verformungsmessung

Bei allen Versuchen wurde der zeitliche Verlauf von vertikalen und horizontalen Stützenverformungen gemessen. Horizontale Verformungen wurden optisch mit Hilfe von Kathetometern durch Öffnungen in der Ofenwand in beiden Achsen in etwa halber Stützhöhe beobachtet, die vertikalen Verformungen wurden durch zwei am Stützenkopf und Stützenfuß angebrachte induktive Wegnehmer registriert und mittels Blattschreiber aufgezeichnet.

In Bild 1 und 2 sind die Verformungen für zwei typische Versuche dargestellt. Bei Stützen mit einer Schlankheit $\lambda \leq 100$ vergrößert sich während des Brandversuchs die nach Aufbringen der Versuchslast einstellende Ausbiegung rechtwinklig zur Lastebene, nur geringfügig. Erst unmittelbar vor dem Versagenszeitpunkt stellt sich ein Verdrehen des Querschnitts in Stützenmitte ein (Foto 1 und 2).

Stützen mit größerer Schlankheit $\lambda = 115$ zeigen während des Brandversuchs ein deutlicheres Anwachsen der Ausbiegung rechtwinklig zur Lastebene. Ein Verdrehen des Querschnitts in Stützenmitte ist im Temperaturbereich 200 - 300 °C mit gleichzeitig deutlich ansteigenden Verformungen in Knickrichtung - Biegedrillknicken - zu beobachten (Foto 3 und 4).

3.2 Numerische Ergebnisse

Die nachfolgend diskutierten Ergebnisse stellen die Resultate der numerischen Versuchsbegleitung dar. Die numerische Analyse erfolgte in zwei aufeinanderfolgenden Schritten: Entwicklung der Bauteiltemperaturen während des Brandes und anschließend Traglastberechnung auf der Basis der vorweg ermittelten Bauteiltemperaturen.

3.2.1 Temperaturentwicklung

Wie in verschiedenen Veröffentlichungen wurde auch in [1] gezeigt, daß bei allseitig beflamten Walzprofilen der Temperaturgradient im Querschnitt gering ist, daher mit ausreichender Genauigkeit von einer für

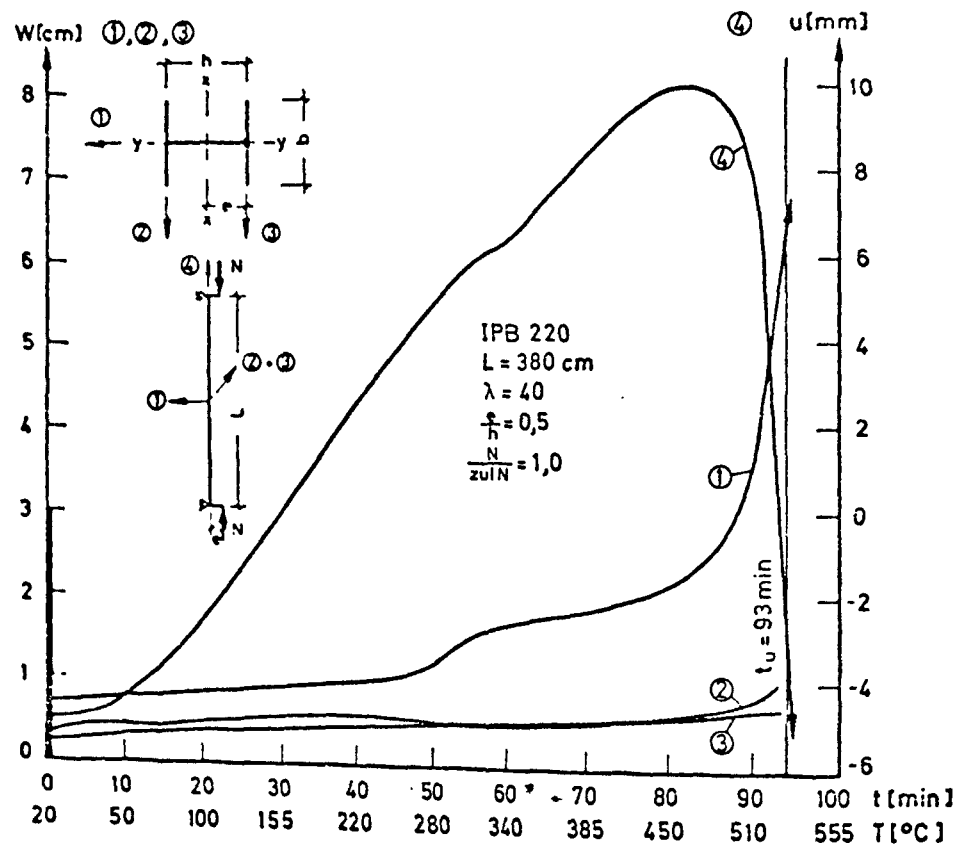


Bild 1: Charakteristische Verformungen einer gedungenen, ausmittig belasteten Stahlstütze im Brandversuch

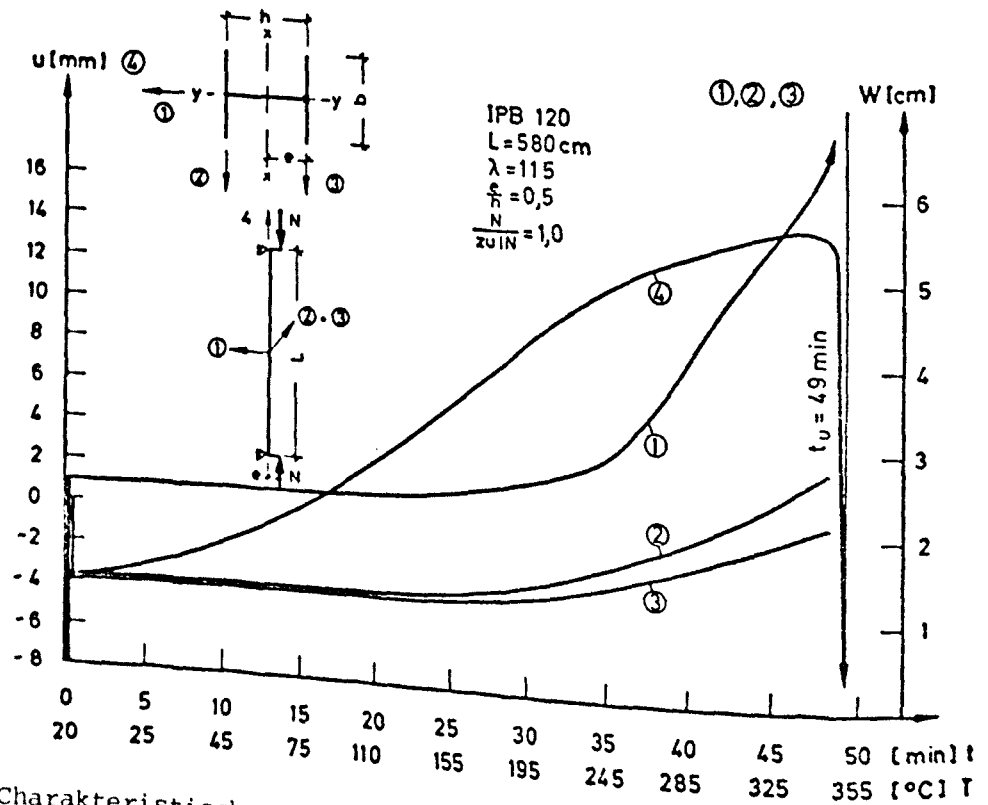


Bild 2: Charakteristische Verformungen einer schlanken, ausmittig belasteten Stahlstütze im Brandversuch

A 1 - 1 - Seite 9

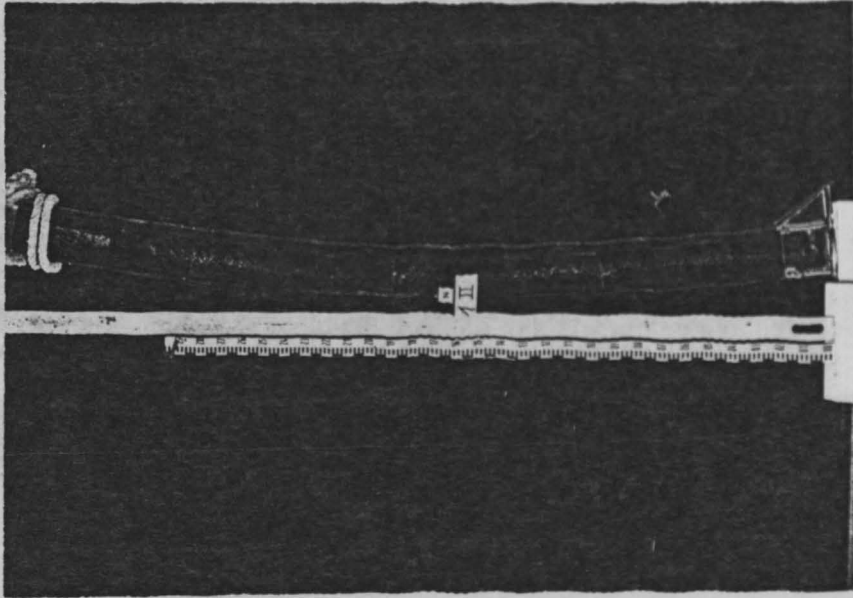


Foto 1: Gedrungene, ausmittig belastete Stahlstütze ($\lambda = 40$)
nach dem Brandversuch

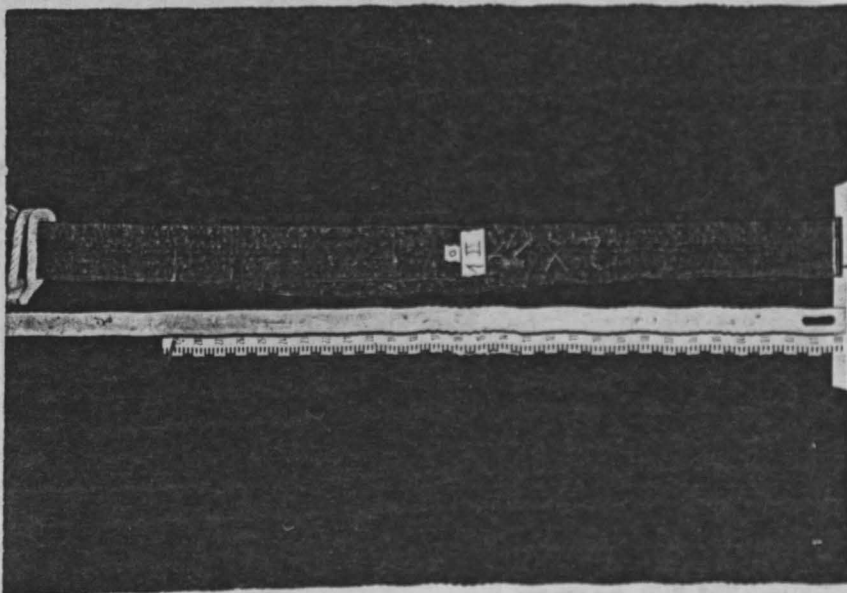


Foto 2: Gedrungene, ausmittig belastete Stahlstütze ($\lambda = 40$)
nach dem Brandversuch

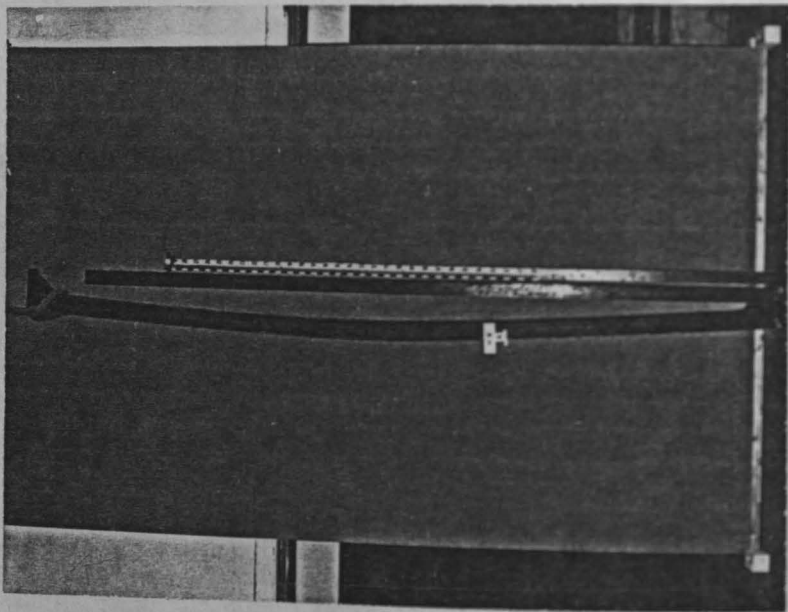


Foto 3: Schlanke, ausmittig belastete Stahlstütze ($\lambda = 115$)
nach dem Brandversuch

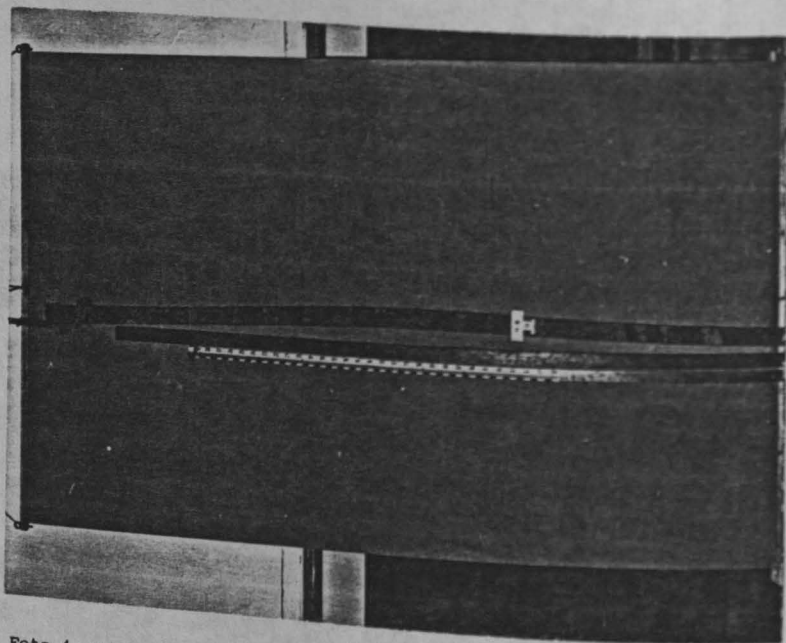


Foto 4: Schlanke, ausmittig belastete Stahlstütze ($\lambda = 115$)
nach dem Brandversuch

den gesamten Querschnitt gültigen Stahltemperatur ausgegangen werden kann. Diese läßt sich für bekleidete und unbekleidete Profile mit guter Genauigkeit mit folgendem Ansatz ermitteln:

$$\dot{q} = K \cdot F \cdot (T_t - T_s)$$

Es bedeuten:

- \dot{q} = Wärmestrom [W/m]
 K = Temperaturleitzahl [$\text{W}/\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$]
 F = Bauteiloberfläche [m^2/m]
 T_t = Brandraumtemperatur [$^\circ\text{C}$]
 T_s = Stahltemperatur [$^\circ\text{C}$]

Eine übersichtliche Zusammenfassung der Temperaturermittlung brandbeanspruchter Walzprofile ist u. a. in [1], [6] und [8] zu finden.

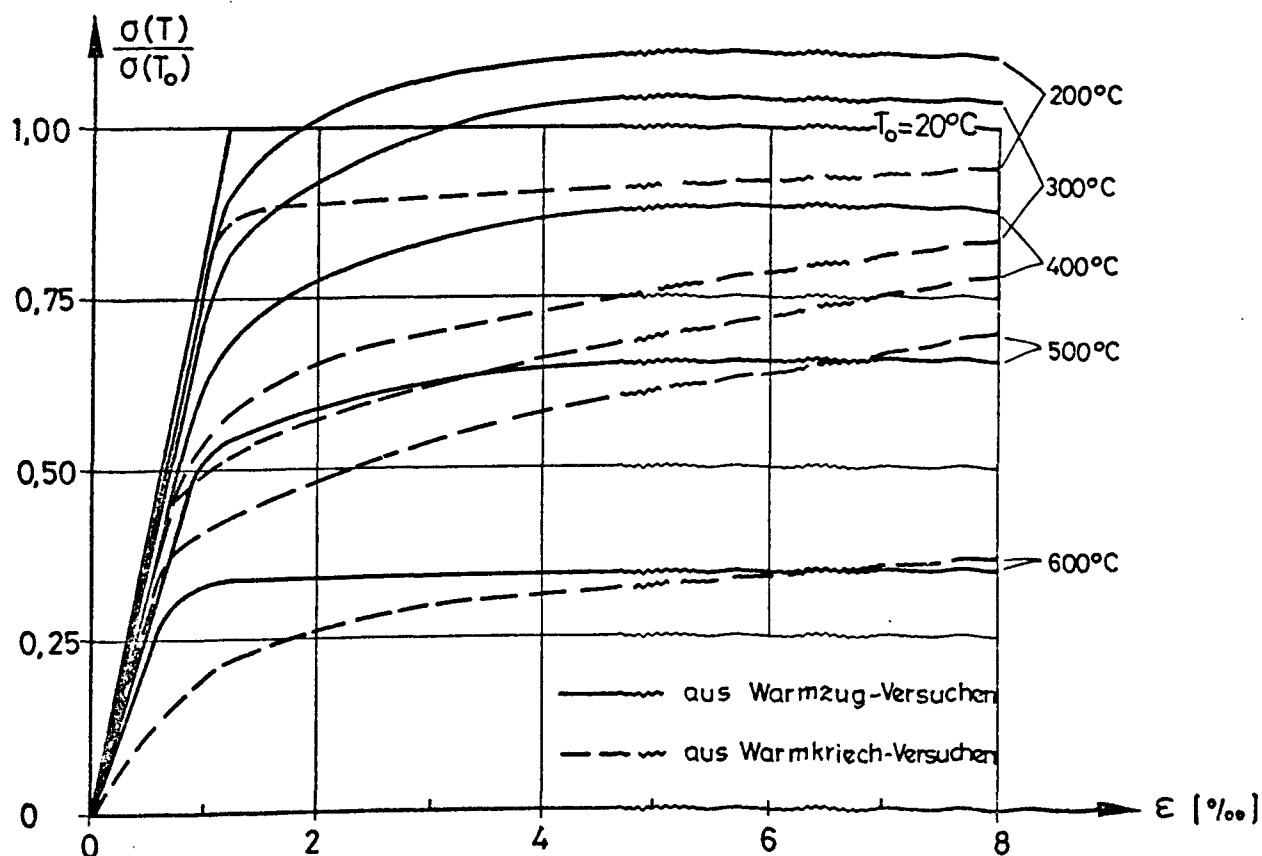


Bild 3: Gegenüberstellung zweier temperaturabhängiger Werkstoffkennlinien für Baustahl St 37

3.2.2 Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

In den bisherigen Versuchsnachrechnungen wurden die in [4] beschriebenen temperaturabhängigen Werkstoffkennlinien verwendet. Diese basieren auf einer umfangreichen Auswertung von Warmzugversuchen unterschiedlicher Stähle. Bei dieser Formulierung bleiben Warmkriecheinflüsse unberücksichtigt. Auswertungen neuester Warmkriechversuche [5, 7] zeigen daher insbesondere in dem Temperaturbereich zwischen 200 bis 400 °C erhebliche Abweichungen gegenüber der oben genannten Formulierung.

Bild 3 zeigt eine Gegenüberstellung von Spannungs-Dehnungs-Beziehungen aus Warmzug- bzw. Warmkriechversuchen.

3.2.3 Rechnerische Versagenstemperatur T_u

In Bild 4 sind die Resultate der numerischen Versuchsbegleitung unter Verwendung der in Bild 3 gezeigten Werkstoffkennlinien dargestellt. Die rechnerischen Versagenstemperaturen der bisher durchgeführten Stützenversuche liegen in Temperaturbereichen (bis etwa 200 °C und oberhalb 450 °C), in denen die beiden Werkstoffkennlinien nicht sehr deutlich voneinander abweichen. Damit erklären sich die durchweg geringen Unterschiede in den rechnerischen Versagenstemperaturen bei Verwendung der beiden Werkstoffkennlinien. Bei den Versuchen mit Lasten entsprechend der zulässigen Belastung nach DIN 4114 liegen die rechnerischen Versagenstemperaturen bei Stützenschlankheiten $\lambda \leq 115$ bei etwa 500 °C; bei reduzierten Versuchslasten liegen die Versagenstemperaturen entsprechend höher. In allen Fällen weicht die Versagenstemperatur nicht wesentlich von den bei zentrisch belasteten Stützen zu erwartenden Werten ab.

Eine endgültige Klärung, ob die aus Warmkriechversuchen gewonnenen Werkstoffkennlinien besser zur Beschreibung des Tragverhaltens von brandbeanspruchten Stahlbauteilen geeignet sind, wird mit dem Ergebnis einer weiteren in Vorbereitung befindlichen Stahlstützen-Versuchsserie erwartet. Hierbei sollen die Versuchslasten so gewählt werden, daß die Versagenstemperatur im Versuch in dem Temperaturbereich von 200 bis 400 °C zu erwarten ist, bei denen die beiden vorgestellten Werkstoffkennlinien sehr stark voneinander abweichen und daraus ein deutlicher Einfluß auf die Rechenergebnisse resultiert.

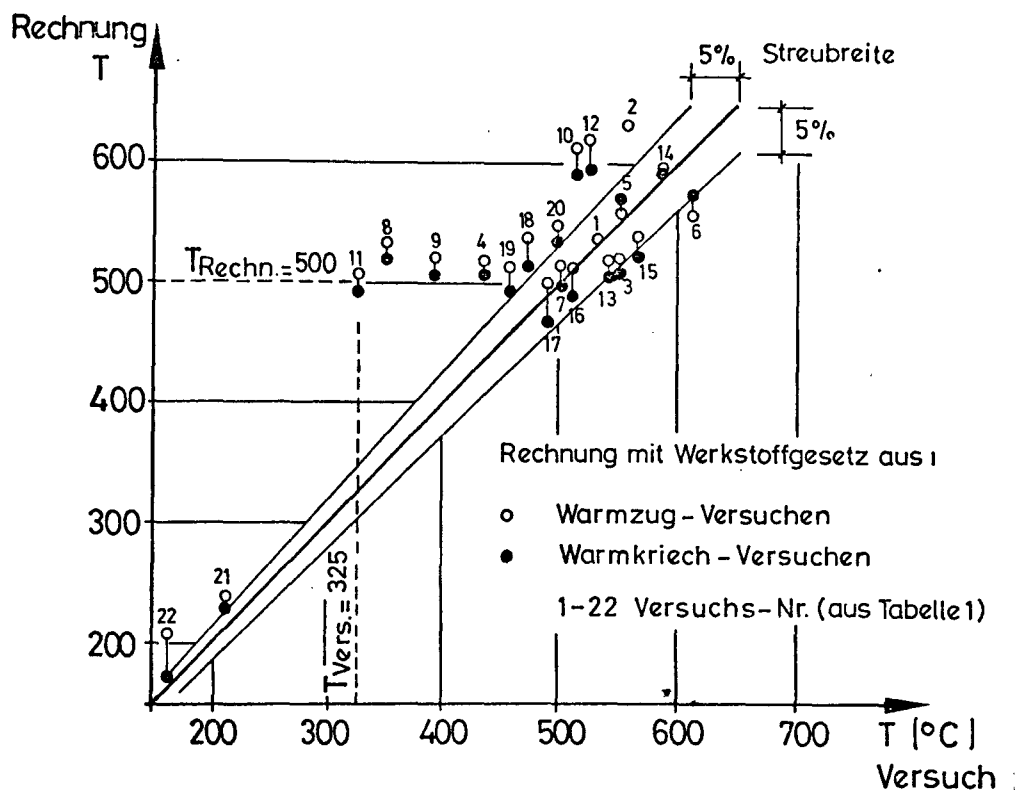


Bild 4: Versagenstemperatur T_u aus Versuch und Rechnung von ausmittiggelasteten Stahlstützen

3.3 Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Versuch und Rechnung

Bei Berücksichtigung sämtlicher Versuchsergebnisse, insbesondere auch der hier noch nicht diskutierten Ergebnisse aus dehnbehinderten Stahlstützen- sowie Stahlrahmenversuchen, läßt sich schon jetzt eine bessere Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung bei Verwendung der aus Warmkriechversuchen [5] entwickelten Werkstoffkennlinien feststellen. Daher wird bei allen folgenden Gegenüberstellungen für die Rechenergebnisse die Werkstoffkennlinie aus Warmkriechversuchen zugrunde gelegt.

3.3.1 Einfluß der Stützenschlankheit λ

Aus Bild 4 ist erkennbar, daß bei einigen Versuchen die rechnerische Versagenstemperatur $T_{\text{rech.}}$ weit über der im Brandversuch ermittelten Versagenstemperatur liegt. Das gilt insbesondere für schlanke Stützen ($\lambda = 115$).

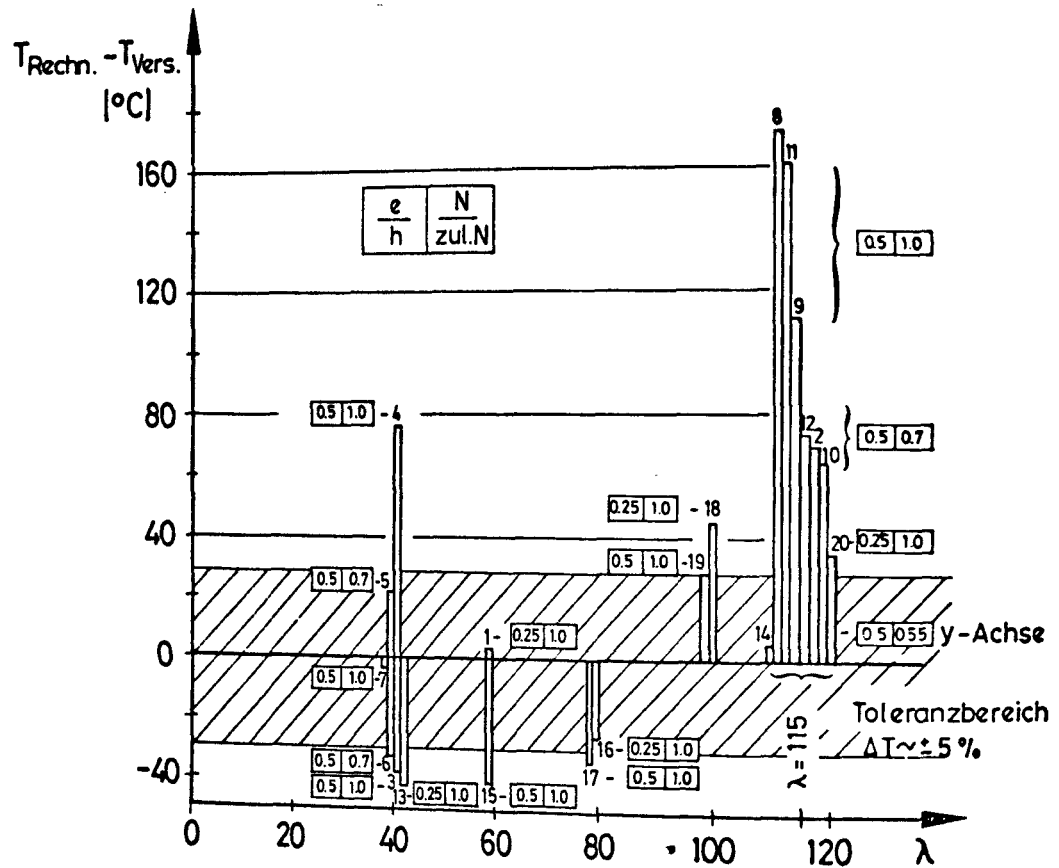


Bild 5: Vergleich der Versagenstemperatur T_u aus Versuch und Rechnung in Abhängigkeit der Schlankheit λ

Läßt man zwischen Versuch und Rechnung eine Streubreite von $\pm 5 \%$ (entspricht ± 25 bis 30 °C) zu, so ergeben sich für große Schlankheiten ($\lambda = 115$) größere Abweichungen als tolerabel (siehe Bild 5); die im Versuch erreichte Temperatur liegt hier im allgemeinen deutlich unter der errechneten (Versuch 4 mit $\lambda = 40$ darf als "Ausreißer" gewertet werden).

3.3.2 Einfluß von Lastausmitte e/h , Belastungsgrad $N/\text{zul } N$ und Knickrichtung

Im Schlankheitsbereich $\lambda \leq 100$ ist keine bestimmte Tendenz bei unterschiedlicher, bezogener Lastausmitte e/h und/oder verändertem Belastungsgrad $N/\text{zul } N$ erkennbar.

Bei einer Schlankheit von $\lambda = 115$ ist ein deutlicher Einfluß der beiden vorgenannten Parameter festzustellen. Mit $e/h = 0,5$ und $N/\text{zul } N = 1,0$ liegt $T_{\text{vers.}}$ 110 bis 170 °C unter $T_{\text{rechn.}}$; bei gleicher bezogener Lastausmitte aber geringerer Lastausnutzung von $N/\text{zul } N = 0,7$ beträgt die Differenz noch etwa 70 °C.

Bei $e/h = 0,25$ und $N/\text{zul } N = 1,0$ liegt die Differenz ungefähr bei der festgelegten Streubreite von 5 %. Obwohl für kleine bezogene Lastausmiten ($e/h = 0,25$) nur ein Versuchsergebnis vorliegt (Versuch 20), liegt die Vermutung nahe, daß die Lastexzentrizität stärkeren Einfluß auf das Tragverhalten hat als der Belastungsgrad.

Bei diesen Versuchen ($\lambda = 115$) wurden frühzeitig Verformungen rechtwinklig zur Lastebene sowie ein Verdrehen des Querschnitts (Biegedrillknicken) beobachtet (siehe 3.1.3).

Zur Bestätigung der Annahme, daß ein frühzeitiges Versagen von ausmittig belasteten Stahlstützen aus Walzprofilen nur bei Knicken um die starke Achse (x-Achse) auftritt, wurde ein Kontrollversuch (Versuch 14 mit $e/h = 0,5$, $\lambda = 115$) mit Knicken um die weiche Achse (y-Achse) durchgeführt. Hier zeigte sich die erwartete gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch; es wurden keine Verformungen rechtwinklig zur Lastebene beobachtet.

3.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Auswertung der experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigt, daß die teilweise deutlich unterschiedlichen Versagenstemperaturen zwischen Versuch und Rechnung nicht mit einer unzureichenden Formulierung der temperaturabhängigen Werkstoffgesetze zu erklären sind.

Experimentelle Untersuchungen zeigen, daß die Versagenstemperatur T_u für ausmittig belastete Stahlstützen aus Walzprofilen bei Schlankheiten von $\lambda \leq 100$ mit denen von zentrisch belasteten Stahlstützen vergleichbar sind.

Bei großen Stützenschlankheiten ($\lambda \geq 100$) sind große Anfangsverformungen vorhanden. In Hauptknickrichtung (um die starke Achse) werden sie vorgegeben aus der Lastexzentrizität in Nebeknickrichtung vor allem aus größeren Absolutwerten der Vorverformung der Stütze, verstärkt durch die Höhe des Belastungsgrades. Dies führt zur größeren Gefahr vorzeitigen Versagens durch Biegedrillknicken.

Das frühzeitige Versagen einer gedrunenen Stahlstütze (Versuch Nr. 4) läßt vermuten, daß bei Nichteinhaltung exakter geometrischer Randbedingungen auch bei gedrunenen Stahlstützen im Fall des Biegeknickens um die starke Achse die Versagenstemperaturen niedriger ausfallen können.

Bei Biegeknicken um die schwache Achse ist kein frühzeitiges Versagen infolge Biegedrillknicken zu erwarten, da Ausbiegungen um die starke Achse fehlen (Versuch Nr. 14).

Zusätzliches Aussteifen der Stahlstützen durch mehr zwischen den Flanschen verschweißte Bleche hatte keinen erkennbaren Einfluß auf das Tragverhalten der Prüfkörper im Brandversuch.

4. Stahlstützen mit teilweiser Längsdehnungsbehinderung

4.1 Experimentelle Untersuchungen, Ergebnisse

Für die Durchführung der experimentellen Untersuchungen gelten die Ausführungen 3.1 bis 3.1.3.

Bei allen Versuchen wurde der Grad der Längsdehnbehinderung über eine vorgegebene Weg-Zeit-Kurve gesteuert und die sich einstellende Stützenkraft $N_t = N_o + N_{\text{Zwang}}$ auf einem Blattschreiber aufgezeichnet. Die Weg-Zeit-Kurve ergab sich aus der vollen bzw. teilweisen Behinderung der zu erwartenden, rechnerisch ermittelten thermischen Dehnungen $\varepsilon_{\text{th},t}$ der Stahlstütze während des Versuchs.

Vorhandene elastische Verformungen des Belastungsgerüsts wurden vorher in mehreren Probelastungen ermittelt mit

$$\Delta L_{\text{prüf}} = 0,0003 \cdot N \quad [\text{cm/kN}] \quad (1)$$

Sämtliche Prüfkörper waren kastenförmig bekleidet (2 cm Vermitecta). Das Versuchsprogramm im Rahmen des SFB 148, Projekt A 1 sowie entsprechende Versuche der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), die bei den numerischen Vergleichsuntersuchungen mit berücksichtigt wurden, sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

4.1.1 Versagenstemperatur T_u , Feuerwiderstandsdauer t_u

Die Feuerwiderstandsdauer t_u ist als der Zeitpunkt definiert, bei dem die sich während des Brandversuchs aufbauende Zwangskraft $N_{\text{Zwang}} = N_t - N_o$ wieder vollständig abgebaut hat, also $N_t = N_o$ (Ausgangslast) geworden ist. Die Richtigkeit dieser Definition ergibt sich aus der Tatsache, daß eine Stütze sofort infolge großer und schnell ansteigender Verformungen versagt, wenn ein Absinken von N_t unterhalb N_o verhindert wird.

Tabelle 2: Versuchsprogramm von Brandversuchen an dehnbehinderten Stahlstützen

Versuch	Profil	Länge	λ	Knick- achse	N_o	e_o	$\beta_{S,o}$	$N/zul\ N^{1)}$	$N/N_{Trag}^{2)}$	Dehnbe- hinderung
-	-	cm	-	-	kN	cm	N/min	-	-	-
8/II	IPB 220	380	40	x-x	774,0	1,2	278,5	0,70	0,397	100 % ϵ_{th}
9/II	IPB 220	380	40	x-x	1116,0	1,2	260,4	1,00	0,685	100 % ϵ_{th}
16/II	IPB 120	580	115	x-x	148,1	1,4	323,3	0,70	0,340	100 % ϵ_{th}
17/II	IPB 120	580	115	x-x	210,8	1,4	326,0	1,00	0,480	100 % ϵ_{th}
3/IV	IPB 120	580	115	x-x	271,1	1,0	235,2	1,28	0,856	50 % ϵ_{th}
4/IV	IPB 120	580	115	x-x	271,1	1,0	250,1	1,28	0,805	20 % ϵ_{th}
5/IV	IPB 120	580	186	y-y	102,5	1,0	227,9	1,31	0,903	10 % ϵ_{th}
6/IV	IPB 220	380	66	y-y	1180,0	1,3	297,8	1,29	0,682	20 % ϵ_{th}
8/IV	IPB 220	380	66	y-y	920,0	1,3	226,9	1,00	0,698	50 % ϵ_{th}
1 B	IPB 180	255	56	y-y	829,0	0	(290) 240	1,14	(0,618) 0,747	$\gamma = 0,6$
2 B	IPB 180	255	56	y-y	829,0	0	(310) 240	1,14	(0,578) 0,747	$\gamma = 0,5$
3 B	IPB 180	255	56	y-y	829,0	0	(280) 240	1,14	(0,640) 0,747	$\gamma = 0,4$
4 B	IPB 180	255	56	y-y	414,5	0	240	0,57	(0,309) 0,373	$\gamma = 0,2$
10 B	IPB 100	255	102	y-y	214,0	0	274,0	1,14	0,655	$\gamma = 0$
13 B	IPE 160	255	140	y-y	97,0	0	228,0	1,14	0,786	$\gamma = 0,3$

1) zul. Last nach DIN 4114 mit zul $\sigma = 140\text{ N/mm}^2$ (Lastfall 1)

2) rechn. Traglast (siehe Tabelle 1)

Charakteristisch für das Trag- und Verformungsverhalten längsdehnungsbehinderter Stahlstützen ist, daß der Zeitpunkt t_1 , bei dem das Last-Maximum, sozusagen die temperaturabhängige Traglast, erreicht ist, nicht mit dem Versagenszeitpunkt t_u identisch ist.

In Tabelle 3 sind neben der Versagenstemperatur T_u und der Feuerwiderstandsdauer t_u auch die entsprechenden Werte bei Last-Maximum aus Versuch und Rechnung zusammengestellt.

Die bei den Versuchen gefahrenen Dehnbehinderungsgrade liegen sicherlich weit über denen, die sich bei einer reinen Stahlkonstruktion im Brandfall einstellen würden. Als erster Schritt zur grundsätzlichen Klärung des Tragverhaltens dehnbehinderter Stahlstützen waren diese hohen Behinderungsgrade vor allem wegen der exakteren Realisierung im Versuch erforderlich.

4.2 Numerische Untersuchungen

Die resultierende Längenänderung zentrisch belasteter, dehnbehinderter Stahlstützen setzt sich aus folgenden Anteilen zusammen:

$$\Delta L = \Delta L_t - \Delta L_{el} - \Delta L_{zwang} \quad (2)$$

mit

$$\begin{aligned} \Delta L_t &= \alpha_t \cdot \Delta T \cdot L \\ \Delta L_{el} &= \frac{N_o}{A} \left(\frac{1}{E_t} - \frac{1}{E_o} \right) \cdot L \\ \Delta L_{zwang} &= \frac{N_{zwang}}{E_t \cdot A} \cdot L \end{aligned}$$

Es bedeuten:

α_t	temperaturabhängiger Wärmeausdehnungskoeffizient
ΔT	Stahltemperatur über Raumtemperatur
L	Stützenlänge
N_o	Anfangslast
N_{zwang}	Zwangskraft aus Längsdehnbehinderung
A	Querschnittsfläche
E_o	E-Modul bei Raumtemperatur
E_t	temperaturabhängiger E-Modul

Tabelle 3: Ergebnisse aus Versuch und Rechnung von dehnbehinderten Stahlstützen im Brandversuch

Versuch	Profil	λ	$\frac{N}{N_{Trag}}^{2)}$	Dehn- behin- derung	Versuch					Rechnung		
					$\frac{\max N_t}{N_{Trag}}^{2)}$	$T_1^{1)}$ [°C]	$t_1^{1)}$ [min]	T_u [°C]	t_u [min]	$\frac{\max N_t}{N_{Trag}}^{2)}$	$T_1^{1)}$ [°C]	T_u [°C]
8/II	IPB 220	40	0,397	100 %	1,138	180	34	533	103	0,998	161	545
9/II	IPB 220	40	0,685	100 %	1,071	135	28	390	69	1,058	118	371
16/II	IPB 120	115	0,340	100 %	0,723	76	13	320	41	0,740	67	332
17/II	IPB 120	115	0,480	100 %	0,876	63	10	210	30	0,793	67	277
3/IV	IPB 120	115	0,856	50 %	1,105	60	10	170	26	1,060	58	190
4/IV	IPB 120	115	0,805	20 %	1,173	90	11	90	11	1,027	145	270
5/IV	IPB 120	186	0,903	10 %	1,007	100	12	310	35	1,115	199	346
6/IV	IPB 220	66	0,682	20 %	0,821	270	44	320	52	0,801	154	397
8/IV	IPB 220	66	0,698	50 %	0,910	135	26	135	26	0,905	89	267
1 B ³⁾	IPB 180	56	0,681	$\gamma=0,6$	1,310	170	30	450	86	1,253	169	433
2 B ³⁾	IPB 180	56	0,578	$\gamma=0,5$	1,127	145	25	475	91	1,254	153	438
3 B ³⁾	IPB 180	56	0,640	$\gamma=0,4$	1,229	120	20	335	63	1,271	114	336
4 B ³⁾	IPB 180	56	0,309	$\gamma=0,2$	1,063	95	15	535	102	1,052	106	532
10 B ³⁾	IPB 100	102	0,655	$\gamma=0$	1,552	71	10	268	49	1,362	60	257
13 B ³⁾	IPE 160	140	0,786	$\gamma=0,3$	2,381	86	13	104	16	1,359	47	113

1) Zu $\max N_t$ gehörige Stahltemperatur bzw. Zeit

2) rechn. Traglast (siehe Tabelle 1)

3) Versuche der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), Berlin

Gleichung (1) enthält zwei Grenzfälle:

a) freie Längsdehnung

$$\Delta L = \Delta L_t - \Delta L_{el} \quad (3)$$

b) vollständig behinderte Längsdehnung

$$\Delta L = \Delta L_t - \Delta L_{el} - \Delta L_{\text{zwang}} = 0 \quad (4)$$

In verschiedenen Veröffentlichungen [2, 3] wird als Grad der Längsdehnungsbehinderung das Verhältnis von möglicher zu freier Dehnung definiert, d. h.

$$\gamma_t = \frac{\Delta L}{\Delta L_t - \Delta L_{el}} \quad (5)$$

Mit dieser Definition ergibt sich für die SFB-Versuche ein Längsdehnungsbehinderungsgrad von

$$\gamma_t = \frac{\left(\frac{100 - x}{100}\right) \Delta L_t + \Delta L_{\text{prüf}}}{\Delta L_t - \Delta L_{el}} \quad (6)$$

mit x = prozentuale Behinderung von ΔL_t

Diese Formulierung ist bei Vorgabe eines möglichen (im Versuch zu realisierenden) Wertes für ΔL als Vergleichsgröße sinnvoll.

Zur realistischen Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer einer teildehnbehinderten Stahlstütze als Ausschnitt einer Gesamtkonstruktion ist jedoch eine zwangskraft- und steifigkeitsabhängige Formulierung einer vorhandenen Längenänderung der Form

$$\Delta L_t = f(N_t, K)$$

erforderlich (siehe A 1 - 3).

4.2.1 Rechenmodell

Das entwickelte Rechenmodell beruht auf der im Versuch gewonnenen Erkenntnis, daß sich bei längsdehnbehinderten Stahlstützen unter Temperaturbeanspruchung offensichtlich auch nach Erreichen der Verzweigungslast N_{Ki} eine neue Gleichgewichtslage einstellt.

Dies ist nur möglich, wenn infolge großer Verformungen w_x (Ausbiegungen in Knickrichtung) die Zwangskraft N_{Zwang} aus Behinderung der thermischen Dehnung abgebaut wird. Eine Gleichgewichtslage ist daher gefunden mit

$$\Delta L_{\text{Bo}} = \Delta L = \Delta L_t - \Delta L_{\text{mögl}} - \Delta L_{\text{Zwang}} \quad (7)$$

Es bedeuten:

$$\begin{aligned} \Delta L_{\text{Bo}} &= L_{\text{Bogen}} - L \quad \text{bzw.} \\ \Delta L_{\text{Bo}} &= f(L, w) \end{aligned}$$

Wegen der Kopplung von Verformung w und Last $N_t = N_o + N_{\text{Zwang}}$ ist dieses Gleichgewicht nur iterativ zu finden.

Dabei ist zu beachten, daß der Therm

$$\Delta L_{\text{Zwang}} = \frac{N_{\text{Zwang}}}{E_t \cdot A} \cdot L$$

in dieser Form nur im elastischen Dehnbereich gilt und für den teilplastischen Bereich ebenfalls iterativ zu bestimmen ist.

Vergleichsrechnungen zu den vorliegenden Versuchsergebnissen haben gezeigt, daß bei Stützenschlankheiten $\lambda \geq 100$ auch im abfallenden Bereich der Zwangskräfte mit der Annahme eines quasi elastischen Verformungsverhalten zumindest eine recht gute Übereinstimmung der Versagenstemperatur erzielt wird (Bild 6).

Bei Schlankheiten $\lambda < 100$ ergibt die Annahme eines quasi vollplastisierten Querschnitts in Stützenmitte eine gute Übereinstimmung von T_u aus Rechnung und Versuch (Bild 7).

4.3 Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Versuch und Rechnung

In Bild 8 sind die Versagenstemperaturen T_u aus Versuch und Rechnung gegenübergestellt. Bis auf die Versuche 4/IV und 8/IV, bei denen unmittelbar nach Erreichen des Last-Maximums die Last N_t unter N_o absank, ist eine gute Übereinstimmung zwischen rechnerischer und experimenteller Versagenstemperatur T_u festzustellen.

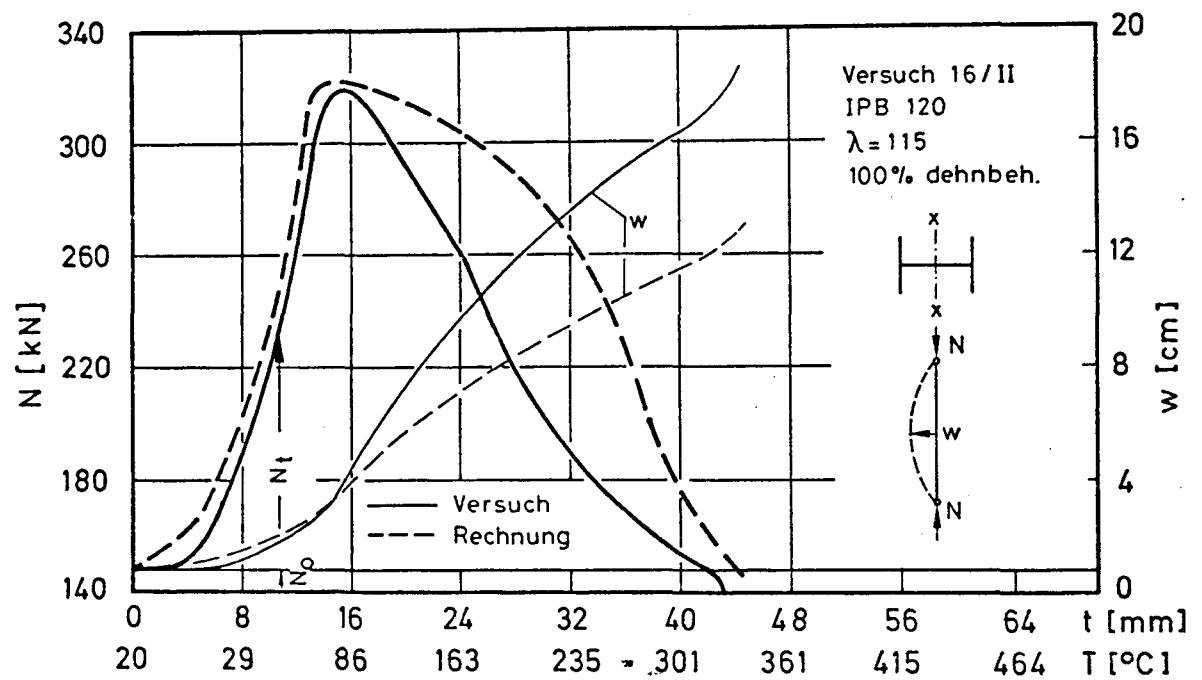


Bild 6: Verformungs- und Zwangskraftentwicklung einer schlanken dehnbehinderten Stahlstütze ($\lambda = 115$)

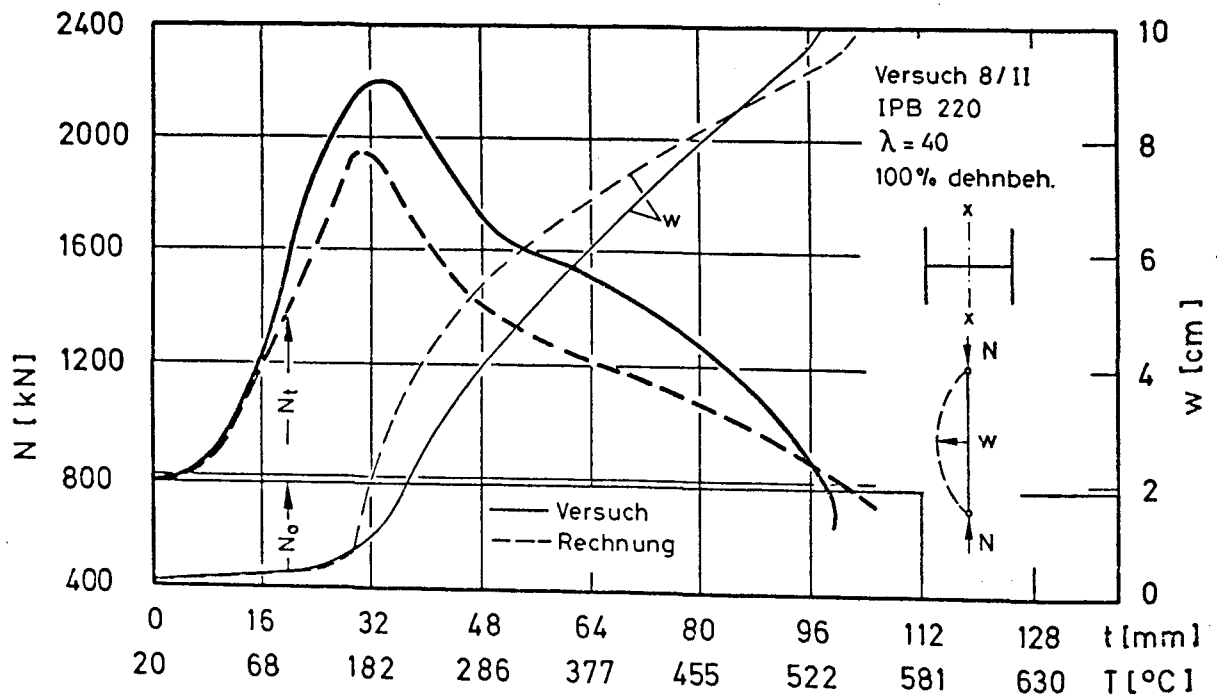


Bild 7: Verformungs- und Zwangskraftentwicklung einer gedrungenen dehnbehinderten Stahlstütze ($\lambda = 40$)

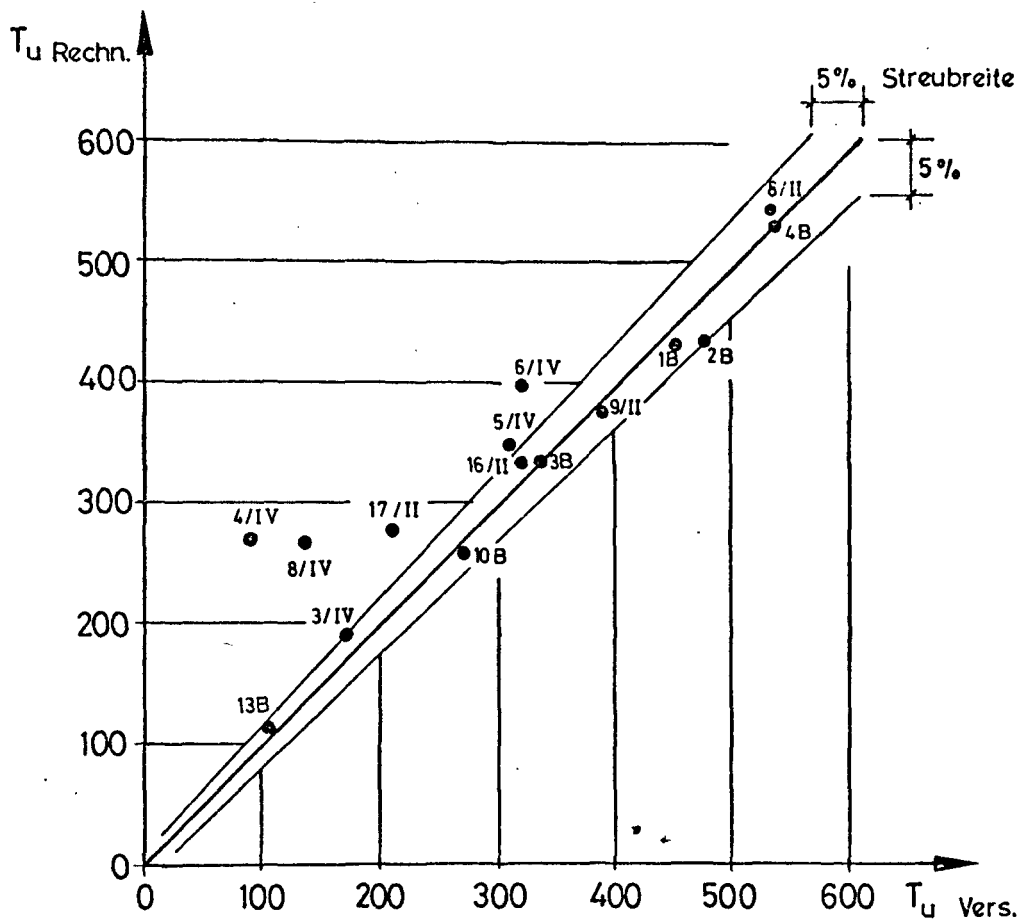


Bild 8: Versagenstemperatur T_u aus Versuch und Rechnung von dehnbehinderten Stahlstützen

4.3.1 Einfluß des Grades der Längsdehnungsbehinderung

Der überragende Einfluß des Längsdehnbehinderungsgrades ist trotz der geringen Anzahl von Vergleichsversuchen deutlich erkennbar (z. B. Versuche 1 B bis 3 B). Dabei ist zu beachten, daß bei geringerer Dehnbehinderung nicht nur der Zeitpunkt t_1 (Last-Maximum), sondern noch viel deutlicher der Versagenszeitpunkt t_u hinausgezögert wird.

4.3.2 Einfluß der Schlankheit λ

Aus den vorliegenden Ergebnissen ist der ebenfalls deutliche Einfluß der Schlankheit ablesbar.

Während gedrungene Stützen $\lambda \leq 56$ trotz hoher Dehnbehinderung eine Versagenstemperatur T_u zwischen 335 °C bis 533 °C aufweisen, liegt das günstigste Ergebnis einer schlanken Stütze $\lambda \geq 102$ bei 320 °C.

4.3.3 Einfluß des Belastungsgrades

Aus den Versuchen 8/II und 9/II mit gleicher Schlankheit und Dehnbehinderung ist ein deutlicher Einfluß des Belastungsgrades ablesbar. Dies ist sofort einsichtig, da bei höherem Lastausgangsniveau sowohl das Last-Maximum eher erreicht wird als auch im abfallenden Bereich die Zwangskräfte eher abgebaut sind.

4.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die experimentellen Ergebnisse und numerischen Vergleichsrechnungen belegen eindeutig, daß längsdehnbehinderte Stahlstützen unter Temperaturbeanspruchung keinesfalls frühzeitig nach Erreichen der Verzweigungslast N_{Ki} (Last-Maximum) versagen, sondern erst nach meist langsamem Abbau der thermischen Zwangskräfte weit höhere Feuerwiderstandsdauern t_u erreichen.

Dabei sind drei Einflüsse, und zwar

- Grad der Dehnbehinderung,
- Stützenschlankheit λ und
- Belastungsgrad

von ausschlaggebender Bedeutung.

Es wurde gezeigt, daß mit dem vorgestellten Rechenmodell sowohl der Zeitpunkt t_1 (Last-Maximum) als auch die Feuerwiderstandsdauer t_u recht gut ermittelt werden können.

Nach Vorliegen realistischer Dehnbehinderungsgrade (siehe A 1 - 3) und Verfeinerung des Rechenmodells mit der Erweiterung auf ausmittige Lasteinleitung ist eine eingehende rechnerisch-theoretische Behandlung dehnbehinderter Stahlstützen möglich.

5. Stahlstützen mit teilweiser Bekleidung

5.1 Experimentelle Untersuchungen, Ergebnisse

In allen bisherigen Untersuchungen über das Brandverhalten von Stahlstützen wurde von einer allseitig beflamten Stütze ausgegangen. In baupraktischen Fällen wie freistehende Außenstützen, teilweise von Mauer-

werk geschützten Randstützen u. a. können andere thermische Verhältnisse vorliegen. Zur Klärung des Tragverhaltens von Stahlstützen mit unterschiedlicher Erwärmung der beiden Flansche wurden drei Versuche durchgeführt.

Das Versuchsprogramm ist in der nachfolgenden Tabelle 4 zusammengestellt.

Tabelle 4: Versuchsprogramm teilbekleideter Stahlstützen

Vers.	Profil	L [cm]	λ_x	λ_y	N_o [kN]	e_o [cm]	β_{so} $[\frac{N}{mm^2}]$	$\frac{N}{zul\ N}$	$\frac{N}{N_{Trag}}$
6/II	IPB 220	380	40	34	551,6	10,2	276,2	1,00	0,571
7/II	IPB 240	380	36	31	1311,2	1,2	247,7	1,00	0,633
10/II	IPB 240	580	56	48	1155,2	1,6	256,5	1,00	0,612

5.1.1 Temperaturentwicklung

An allen Profilen wurde ein Flansch mit 2 cm starken Vermitecta-Platten bekleidet (siehe Fotos 5 und 6). Die gemessenen Temperaturunterschiede innerhalb des unbekleideten bzw. bekleideten Flansches waren infolge der geringen Versuchsdauer vernachlässigbar klein, die Temperaturdifferenz zwischen unbekleidetem und bekleidetem Flansch jedoch sehr deutlich. Bild 9 zeigt die gegenüber einem unbekleideten Profil etwas geringere Temperatur des unbekleideten Flansches und die deutlich höhere Temperatur des bekleideten Flansches gegenüber einem gleichen bekleideten Profil.

5.1.2 Versagenstemperatur T_u , Feuerwiderstandsdauer t_u

Die im Versuch gemessenen Versagenstemperaturen T_u der beiden Flansche sowie die Feuerwiderstandsdauer t_u sind den rechnerischen Ergebnissen des gleichen unbekleideten Profils in der Tabelle 5 gegenübergestellt.

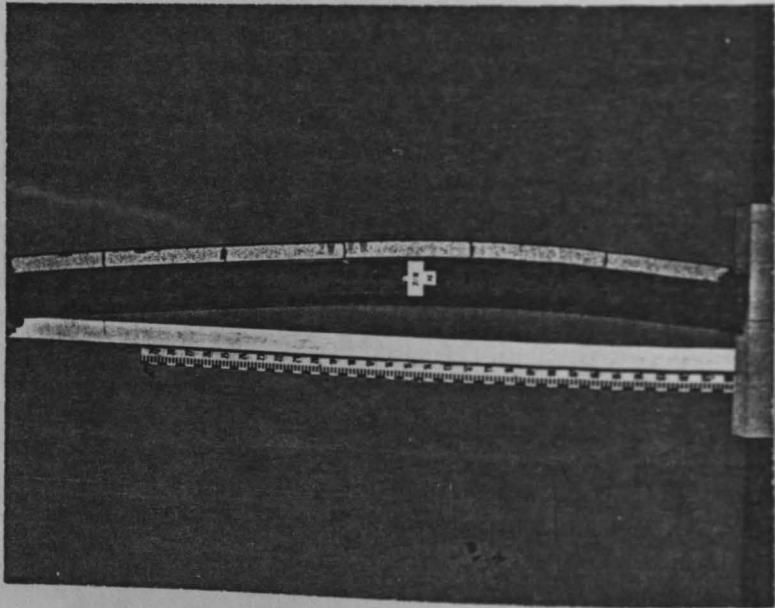


Foto 5: Stahlstütze mit teilweiser Bekleidung nach dem Brandversuch

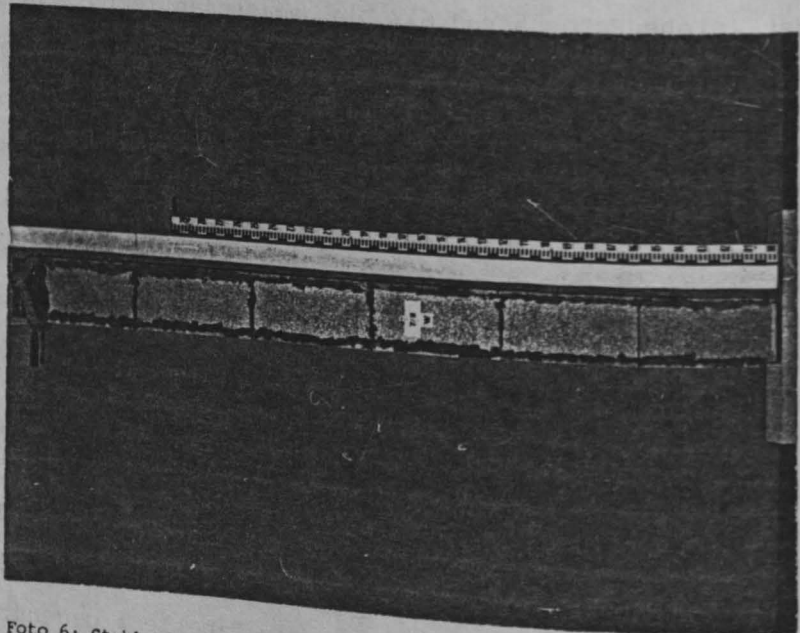


Foto 6: Stahlstütze mit teilweiser Bekleidung nach dem Brandversuch

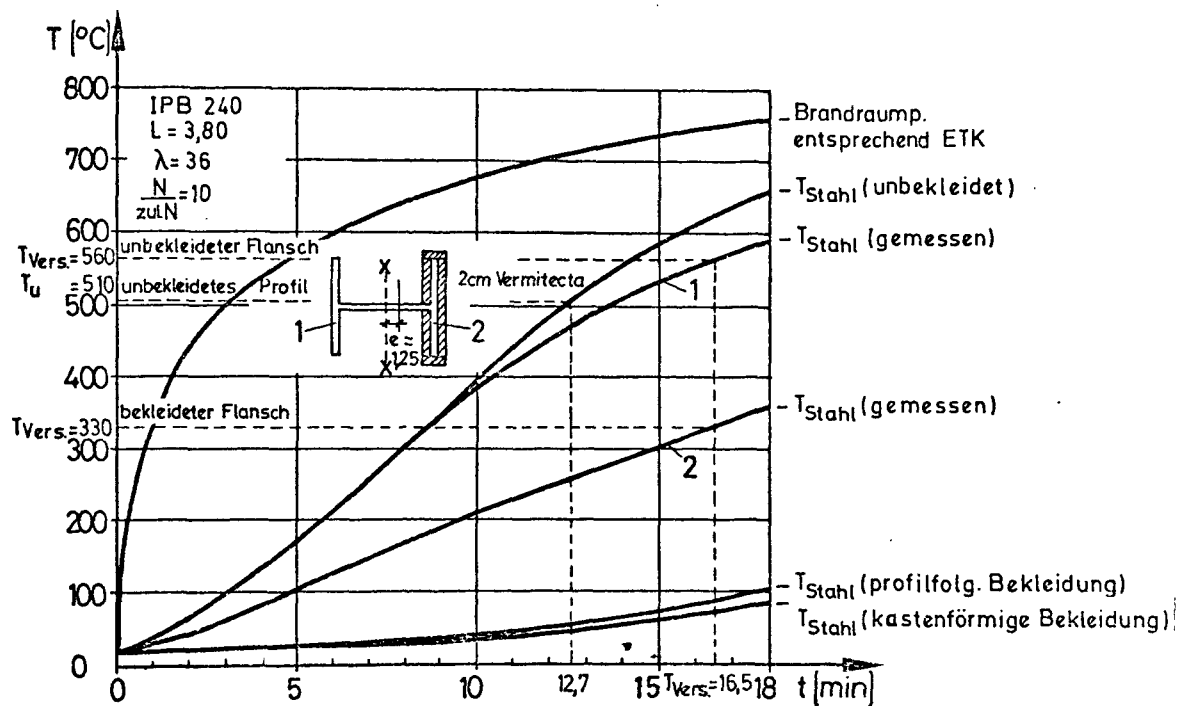


Bild 9: Temperaturentwicklung eines Walzprofils bei teilweiser Bekleidung

Tabelle 5: Gegenüberstellung von Versagenstemperatur T_u und Feuerwiderstandsdauer t_u teilbekleideter und unbekleideter Stahlstützen im Brandversuch

Profil	λ_x	e_o [cm]	t [min]	T_u [°C]		t_u	T_u	Bemerkungen
				unbecl.	bekleid.			
IPB 220	40	10,2	18,0	510	285	12,5	542	
IPB 240	36	1,2	16,5	560	320	12,5	490	
IPB 240	56	1,6	13,0	330	190	13,0	506	

Bei den beiden ersten Versuchen handelte es sich um Prüfkörper mit 380 cm Stützenlänge. Während die Versagenstemperatur des unbekleideten Flansches im 1. Fall gering unterhalb der rechnerischen Versagenstemperatur eines unbekleideten Profils blieb, liegen die Verhältnisse im 2. Fall umgekehrt. Jedoch liegt bei beiden Versuchen bei unterschiedlicher Lastausmitte die Feuerwiderstandsdauer geringfügig höher. Im 3. Versuch mit einer Stützenlänge von 580 cm liegt die Versagenstemperatur erheblich unterhalb der eines unbekleideten Profils. Die Feuerwiderstandsdauer ist in diesem Fall identisch. Hier macht sich deutlich der ungünstige Einfluß der Stützenlänge auf die thermischen Verformungen bemerkbar.

5.2 Zusammenfassung der Ergebnisse

Trotz der geringen Versuchszahl sind die Tendenzen eindeutig. Eine einseitig reduzierte Temperaturbeanspruchung führt zu einer etwas langsameren Aufheizung des Profils.

Dieser günstige Einfluß wird jedoch durch die unterschiedliche Erwärmung der Flansche und den damit verbundenen thermischen Verformungen erheblich vermindert. Eine deutlich höhere Feuerwiderstandsdauer ist daher für solche Fälle nicht zu erwarten. Bei längeren Stützen ist sogar ein Absinken der Feuerwiderstandsdauer denkbar.

6. Vergleich mit anderen Arbeiten

6.1 Experimentelle Ergebnisse

Versuche an ausmittig belasteten oder teilweise bekleideten Stahlstützen sind nicht bekannt. Für den ersten Stützentyp ist das mit den beschränkten Möglichkeiten der vorhandenen Stützenprüfstände für Brandversuche zu erklären.

Versuche an dehnbehinderten Stahlstützen wurden von Stanke [2] im Jahre 1977 durchgeführt. Diese Versuchswerte wurden bei den numerischen Vergleichsrechnungen berücksichtigt.

6.2 Numerische Ergebnisse

Rechnerisch-theoretische Untersuchungen auf diesem Gebiet sind dem Bericht nicht bekannt. Gleichwohl sind in jüngster Zeit aufwendige Rechenprogramme zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer hochgradig statisch unbestimmter Stabsysteme in Veröffentlichungen vorgestellt worden [9, 10].

7. Ausblick

7.1 Weitere experimentelle Untersuchungen

Zur Absicherung rechnerisch-theoretischer Aussagen zum Tragverhalten von Stahlstützen sind weitere experimentelle Untersuchungen unerlässlich. Dabei werden die drei folgenden Schwerpunkte zu setzen sein:

- a) Ergänzende Versuche an zentrisch belasteten Stahlstützen zur Absicherung der rechnerischen Untersuchungen unter Verwendung verbesserter Materialgesetze und zur Klärung des Einflusses der veränderten Lastannahmen nach Einführung der neuen DIN 4114, Teil 1.
- b) Weitere Versuche an ausmittig belasteten Stahlstützen zur Absicherung der Kriterien, die zu frühzeitigem Versagen von Einzelstützen oder Ausschnitten von Stabwerken führen. Dies unter Berücksichtigung der veränderten Lastannahmen nach Einführung der neuen DIN 4114, Teil 1.
- c) Einige ergänzende Versuche an dehnbehinderten zentrisch und ausmittig belasteten Stahlstützen mit praxisgerechten Dehnbehinderungen.

7.2 Zukünftige numerische Erweiterungen

Die bestehenden Rechenprogramme zur Simulation des Tragverhaltens von Stahlstützen mit und ohne Dehnbehinderung werden in punkto Verformungsbeschreibung zu verfeinern sein. Dies soll durch Berücksichtigung verbesserter Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, der Eigenspannungen und bei der Berechnung dehnbehinderter Stahlstützen durch Berücksichtigung teilplastizierter Stützenbereiche verwirklicht werden.

8. Literatur

- [1] Hoffend, F.: Brandverhalten von Stahlstützen, Versuch und Rechnung. Bericht A 1 - 6, Arbeitsbericht des SFB 148, 1975 - 1977.
- [2] Stanke, J.: Feuerwiderstandsdauer von Stahlstützen mit behinderter Längsdehnung. - Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), 1977.
- [3] Pettersson, O.; Magnusson, S.E.; Thor, J.: Fire Engineering Design of Steel Structures. - Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm, Sweden, 1976.
- [4] Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 33, 1976.
- [5] Winkelmann, O.: Ergebnisse von Materialuntersuchungen innerhalb des Projektes B 4 im SFB 148.
- [6] European Recommendations for the Design of Steel Structures to the Standard Fire. European Convention for Constructional Steelwork. Final Draft, July 1979.
- [7] Witteveen, J.: Systems Approach to Fire Safety in Buildings. Published by Secretariat for CIB Symposium. Tsukuba, Japan, 1979.
- [8] Rudolphi, R.: Zur rechnerischen Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen am Beispiel von Stahl- und Holzstützen. Dissertation der Technischen Universität Berlin, 1979.
- [9] Beyer, R.: Der Feuerwiderstand von Tragwerken aus Baustahl; Berechnung mit Hilfe des Traglastverfahrens. Der Stahlbau, Heft 12, 1977.
- [10] Mehl, F.; Arndt, W.: Bestimmung der krit. Temperatur von biegesteifen Stahltragwerken mit Hilfe der Plastizitätstheorie. Zeitschrift "Unser Brandschutz", wissenschaftl.-technische Beilage 2/1972.

A 1 - 2

- Brandversuche an Stahlrahmen -
Versuchsergebnisse, deren Analyse
und rechnerische Vergleiche

von

Dipl.-Ing. Friedel Hoffend

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Seite
1. Stand der Erkenntnisse	A 1 - 2 - 2
2. Versuchsprogramme, Ergebnisse	A 1 - 2 - 2
2.1 Statisches System, Versuchslasten, Traglast- ermittlung	A 1 - 2 - 2
2.2 Temperaturentwicklung	A 1 - 2 - 6
2.3 Verformungsverhalten des Rahmensystems	A 1 - 2 - 6
2.4 Verlauf der Auflagerkräfte	A 1 - 2 - 9
2.5 Feuerwiderstandsdauer t_u , Versagenstemperatur T_u	A 1 - 2 - 10
2.6 Diskussion der Versuchsergebnisse	A 1 - 2 - 10
3. Vergleichsrechnungen	A 1 - 2 - 13
3.1 Rechenmethode	A 1 - 2 - 13
3.1.1 Materialgesetz	A 1 - 2 - 14
3.2 Vergleich von Versuchs- und Rechenergebnissen .	A 1 - 2 - 14
4. Vergleich mit anderen Arbeiten	A 1 - 2 - 16
5. Schlußfolgerungen, Ausblick	A 1 - 2 - 16
6. Literatur	A 1 - 2 - 17

1. Stand der Erkenntnisse

Ergebnisse von Brandversuchen an Stahlstabtragwerken sind nur in geringer Zahl bekannt geworden. In [1] werden Ergebnisse von Modellversuchen einschließlich Vergleichsrechnungen vorgestellt. Großversuche im Maßstab 1 : 1 wurden in Metz [2] durchgeführt. In den letzten Jahren wurden von einigen Forschern Rechenprogramme entwickelt [3, 4], die eine realistische Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer von komplexen Stabtragwerken bei unterschiedlichen Brandbedingungen ermöglichen sollen.

Es wird allgemein davon ausgegangen, daß biegesteife Stahlstabwerke wegen der hohen Rotationsfähigkeit des Werkstoffs Stahl unter Brandbeanspruchung hohe plastische Reserven aktivieren und damit die Feuerwiderstandsdauer günstig beeinflusst wird. In diesem Beitrag werden die Ergebnisse von im Stützen- und Rahmenprüfstand des Sonderforschungsbereichs 148 durchgeführten Stahlrahmenversuche vorgestellt und mit den rechnerischen Ergebnissen einer "warmen" Traglastberechnung verglichen.

2. Versuchsprogramm, Ergebnisse

2.1 Statisches System, Versuchslasten, Traglastermittlung

Die Abmessungen der Versuchskörper sind mit einer Riegelänge von 6,0 m und einer Stiellänge von 4,50 m durch die Brandhausabmessungen festgelegt, während die Auflagerbedingungen variiert werden können [5]. Dies erfolgt am Riegelende durch Verlängerung des Riegels um 80 cm über das Auflager hinaus. Am unteren und oberen Stielende erfolgt die eventuelle Simulierung einer vollen oder teilweisen Drehbehinderung durch 90 cm lange horizontale Kragarme. Der Auflagerpunkt am Riegelende liegt stets 95 cm unter Riegeloberkante (= oberer Brandraumabschluß).

Es wurden vier Versuche durchgeführt. In Tabelle 1 sind die wichtigsten Versuchsangaben und Versuchsergebnisse zusammengestellt.

Bei allen Versuchen war das Riegelende horizontal und vertikal unverschieblich, jedoch frei verdrehbar gelagert.

Der Rahmenknoten (Verbindung von Riegel und Stiel) war stets sowohl horizontal als auch vertikal verschieblich.

Tabelle 1: Versuchangaben und -ergebnisse von 4 Stahlrahmenversuchen
 Beflammung (nach ETK): Riegel dreiseitig, Stiel allseitig
 Bekleidung: kastenförmig mit 2 cm dicken Vermi-
 tecta-Platten

Vers.	Riegel			Stütze			$v = \frac{N_{\text{Trag}}}{N_{\text{vorh}}}$	Versagens- zeitpunkt t_u	Versagenstemperatur		
	Profil	$\beta_{S,o}$	Belastung	Profil	$\beta_{S,o}$	Belastung			Stütze	Riegel	
										Zug- flansch	Druck- flansch
		N/mm^2	$kN/m, kN$		N/mm^2	kN		min	$^{\circ}C$	$^{\circ}C$	$^{\circ}C$
SR I/1	IPB 240	318,7	$\frac{g_R}{p_R} = 0,9$ $= 6 \times 25$	IPB 240	318,7	686	2,20	132	478	408	352
SR I/2	IPB 240	226,7	$\frac{g_R}{p_R} = 0,9$ $= 6 \times 30$	IPB 240	226,7	343	1,91	121	460	410	370
SR 2-3	IPE 400	255,6	$\frac{g_R}{p_R} = 0,9$ $= 6 \times 40$	IPB 200	249,4	328	1,55	83	395	387	379
SR 2-4	IPE 400	255,7	$\frac{g_R}{p_R} = 0,9$ $= 6 \times 40$	IPB 200	240,5	328	1,77	93	452	455	397

Der Stützenfußpunkt war bei den ersten drei Versuchen frei drehbar; im vierten Versuch wurde durch eine Zusatzkonstruktion eine nahezu volle Einspannung simuliert. Für diesen Versuch war auch die Simulation einer vollen Einspannung des Riegelendes vorgesehen. Infolge Ausfalls eines Kühlaggregates im hydraulischen System mußte diese Maßnahme bei Stahltemperaturen im Riegel von etwa 100°C zurückgenommen werden.

Die Versuchslasten wurden entsprechend den zulässigen Spannungen nach DIN 4114 und DIN 1050 wie folgt festgelegt:

- a) Ermittlung der Schnittkräfte mit Hilfe einer elastischen Berechnung nach Theorie I. Ordnung für eine gleichmäßig verteilte Riegelbelastung $q_R = 1$ (eine vertikale Einzellast im Knoten hat keinen Einfluß auf die Momentenverteilung des Rahmensystems).
- b) Bestimmung der zulässigen Riegellast in dem maßgebenden Riegelquerschnitt.
- c) Bestimmung der zulässigen Stützenlast nach DIN 4114 unter Berücksichtigung des Moments an der Rahmenecke aus b).

Für den ersten Versuch wurde die derart ermittelte Lastkombination Riegel-Stütze wie folgt modifiziert:

- d) Verdoppelung der nach c) ermittelten Einzellast über der Stütze.
- e) Ermittlung der zugeordneten Riegelbelastung bei Berücksichtigung von d) unter der Bedingung gleicher v -facher Lasten nach der Fließgelenktheorie [6] für die Versuche SR I/1 und SRI/2 auf der Basis der zulässigen Fließspannung zu σ_F .

Die ermittelten Riegellasten kN/m wurden im Versuch durch 6 Einzellasten bei einem Abstand von $1,0\text{ m}$ simuliert. Das Rahmeneigengewicht einschließlich der Auflasten aus Abdeckung wurden bei der Festlegung der Pressenkräfte berücksichtigt.

Die wichtigsten Versuchsparameter sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Tabelle 2: Versuchsparameter von 4 Stahlrahmen im Brandfall

Versuch	Statisches System	Steifigkeits- verhältnisse EI_R/EI_{St}	Lastgruppe	$\frac{\text{vorh } \sigma_F}{\text{min } \sigma_F}$ [N/mm ²]	Temperaturentwicklung ²⁾ [1/m]
SR I/1		1,0	Stützenquer- schnitt vorh σ = zul σ	1,35	$U/F_{\text{Riegel}} = 90,6$ $U/F_{\text{Stütze}} = 90,6$
SR I/2		1,0	Riegelquer- schnitt vorh σ = zul σ	0,96	$U/F_{\text{Riegel}} = 90,6$ $U/F_{\text{Stütze}} = 90,6$
SR 2-3		$\sim 4,0$	Riegelquer- schnitt vorh σ = zul σ	Riegel: 1,05 Stütze: 1,19	$U/F_{\text{Riegel}} = 137,3$ $U/F_{\text{Stütze}} = 102,4$
SR 2-4		$\sim 4,0$	Riegelquer- schnitt vorh σ = zul σ	Riegel: 1,05 Stütze 1,19	$U/F_{\text{Riegel}} = 137,3$ $U/F_{\text{Stütze}} = 102,4$

1) wurde während des Versuchs verändert

2) siehe auch Tabelle 1

2.2 Temperaturentwicklung

Zur Erfassung der Brandraum- und Stahltemperaturen wurden insgesamt 48 Thermoelemente an je drei Stützen- bzw. Riegelquerschnitten angebracht. Während die gemessenen Stützentemperaturen $T_{(t)}$ nur geringfügig voneinander abwichen, betrugen die Differenzen zwischen unterem und oberem Flansch im Riegel, bedingt durch die dreiseitige Beflammung, bis zu 60°C .

Die Stützentemperaturen lagen wegen der unterschiedlichen Beflammungsverhältnisse bzw. infolge unterschiedlicher U/F-Werte stets höher als die Riegeltemperaturen (siehe Tabelle 1).

2.3 Verformungsverhalten des Rahmensystems

Zur besseren Gegenüberstellung sind die Verformungen in den folgenden Bildern, bezogen auf die Stahltemperatur des jeweiligen Bauteils, dargestellt. Während des Versuchsablaufs wurden die Riegelverformungen in den Fünftelpunkten gemessen. Bild 1 zeigt die Durchbiegungen w , bezogen auf die unteren Flanschttemperaturen in Riegelmitte. Charakteristisch ist das deutliche Ansteigen der Durchbiegungen ab etwa 300°C bei allen Versuchen. Berücksichtigt man, daß die oberen Flanschttemperaturen stets niedriger liegen, ist die Übereinstimmung mit den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen aus Warmkriechversuchen (siehe A 1 - 1, Pkt. 3.2.2), die von diesem Temperaturbereich an das Einsetzen der Warmkriechverformungen zeigen, bemerkenswert.

Die gemessenen Ausbiegungen in etwa Stützenmitte (Bild 2) zeigen den unmittelbaren Zusammenhang zwischen Riegel- und Stützenverformungen. Große Riegelverformungen bewirken in allen Fällen ein deutliches Anwachsen der Stützensausbiegungen.

In Bild 3 ist zu erkennen, daß mit dem deutlichen Anwachsen der Riegelverformungen die horizontale Stützenkopfverschiebung rückläufig wird. Die thermischen Dehnungen der Stütze werden erst gegen Versuchsende durch große Stützensausbiegungen überlagert (Bild 4).

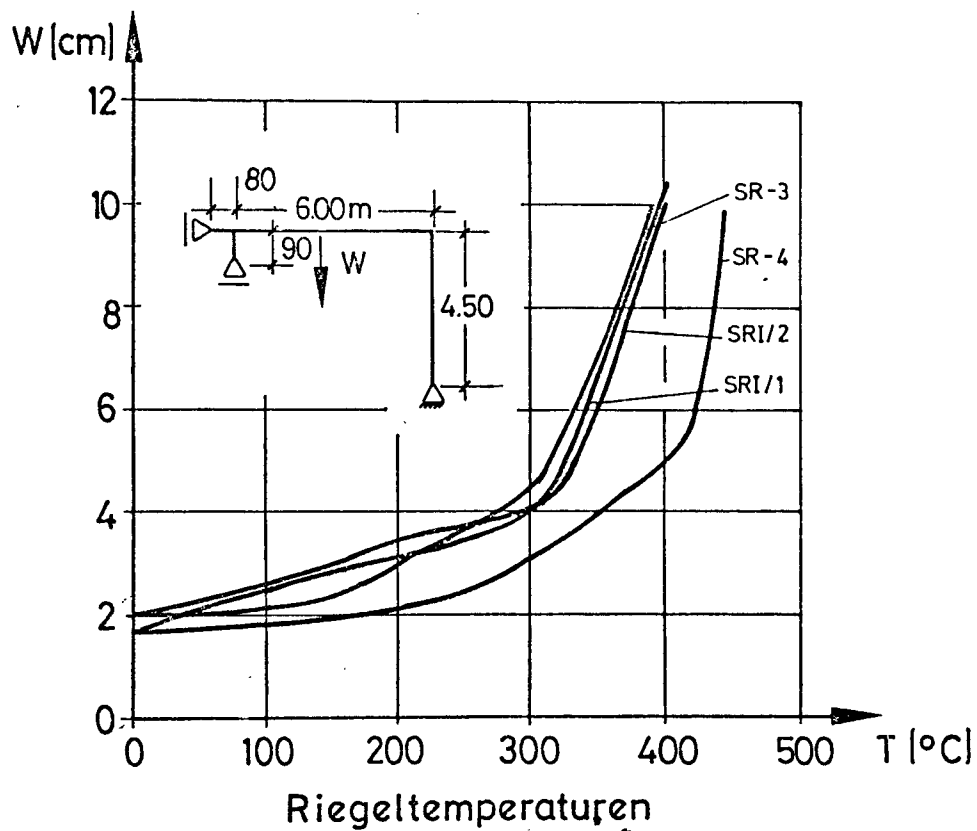


Bild 1: Im Brandversuch gemessene Riegeldurchbiegungen w der Rahmen

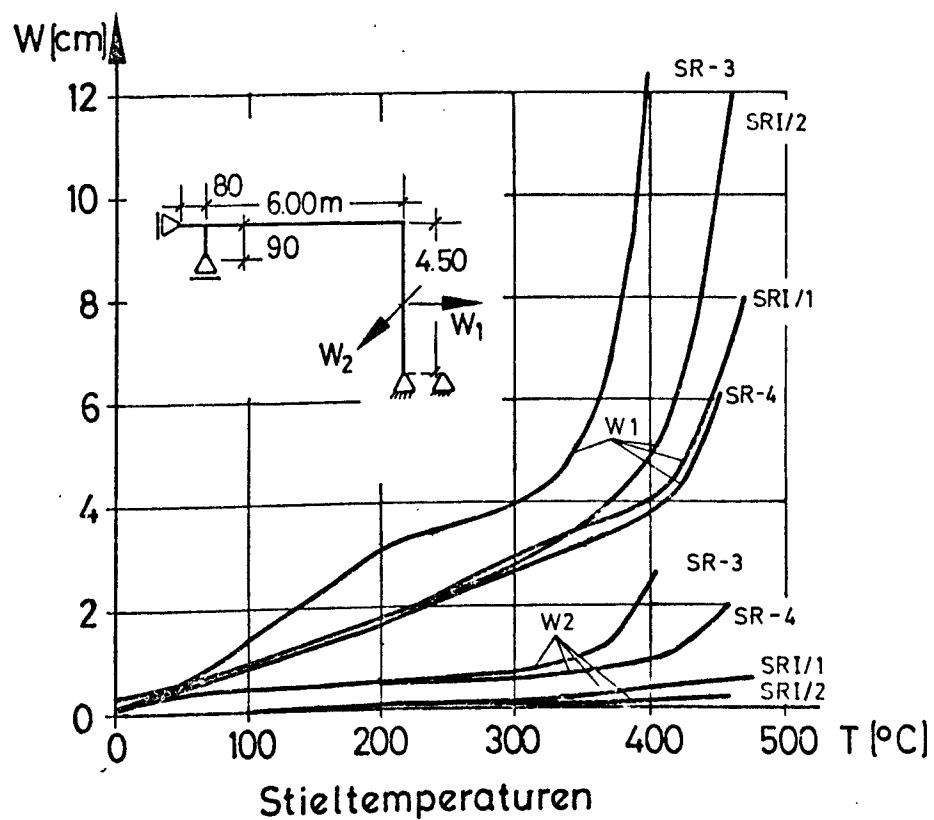


Bild 2: Im Brandversuch gemessene Stützensausbiegungen w_1 , w_2 der Rahmen

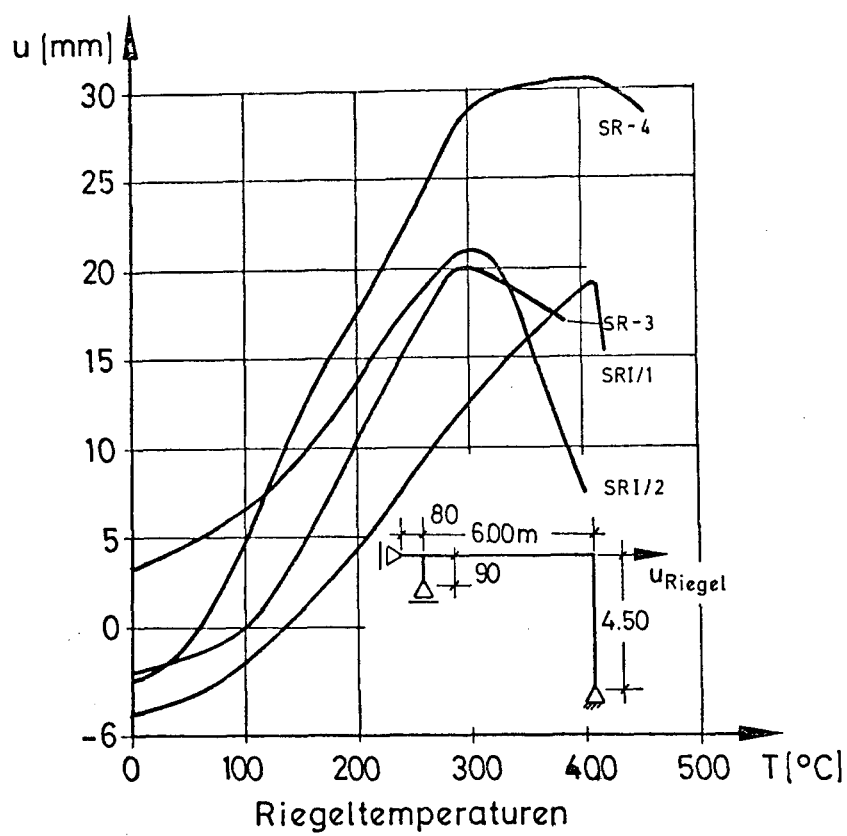


Bild 3: Im Brandversuch gemessene Riegelverlängerungen u_R der Rahmen

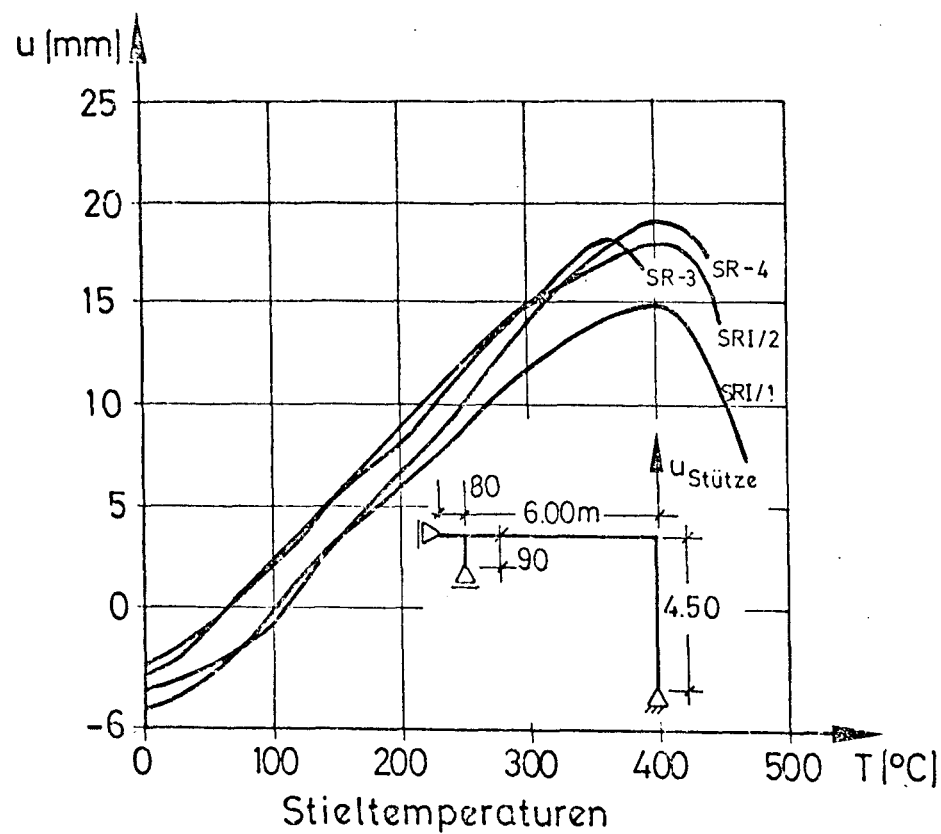


Bild 4: Im Brandversuch gemessene Stützenverlängerungen u_{St} der Rahmen

Der Einfluß der Stabsteifigkeit ist aus den Stützenverformungen rechtwinklig zur Systemebene ablesbar. Bei den beiden ersten Versuchen mit einem Verhältnis $EI_R/EI_{St} = 1,0$ und einem Stützenprofil IPB 240 blieben die Stützenverformungen rechtwinklig zur Systemebene bis zum Versuchsende sehr klein. Im dritten und vierten Versuch mit $EI_R/EI_{St} \sim 4,0$, Stützenprofil IPB 200, wuchsen die Stützenschiebungen rechtwinklig zur Systemebene bei größeren Ausbiegungen in der Systemebene deutlich an.

2.4 Verlauf der Auflagerkräfte

Der Vergleich von Bild 5 mit Bild 1 bzw. Bild 3 zeigt den Zusammenhang zwischen der Horizontalkraft H (Riegelnormalkraft) und Riegelverformungen. Die sich zunächst aufbauende Druckkraft im Riegel wird mit zunehmenden Riegeldurchbiegungen wieder abgebaut und führt nach Umkehrung der horizontalen Stützenkopfverschiebung zu einer Zugkraft (Seilwirkung) im Riegel.

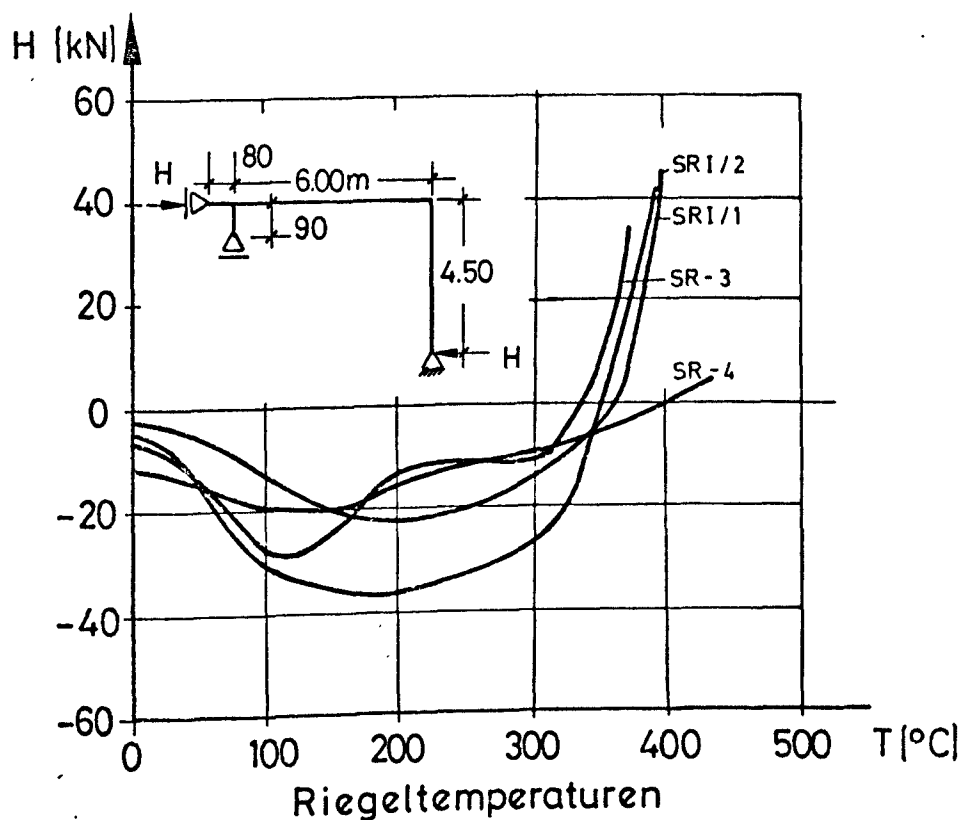


Bild 5: Im Brandversuch gemessene Auflagerkräfte H der Rahmen

2.5 Feuerwiderstandsdauer t_u , Versagenstemperatur T_u

Die Versagenstemperaturen von Stütze und Riegel sind in Tabelle 1 festgehalten. Bemerkenswert erscheint, daß bei Traglastfaktoren

$\nu = N_{\text{Trag}}/N_{\text{vorh}}$ von 1,55 bis 2,20 bei sämtlichen Versuchen die Versagenstemperatur der Stützen unter 500 °C blieb, bei Versuch 3 sogar unter 400 °C. Die zugehörigen Riegeltemperaturen im "Druckflansch" lagen in allen Fällen unter 400 °C. Der Zusammenhang zwischen Traglastfaktor ν und Versagenstemperatur T_u unabhängig von der vorhandenen Lastgruppe ist evident. Versuch 1 mit $\nu = 2,20$ hat die höchste Versagenstemperatur, Versuch 3 mit $\nu = 1,55$ hat die niedrigste Versagenstemperatur zu verzeichnen.

2.6 Diskussion der Versuchsergebnisse

Die durchgeführten Brandversuche an vier Stahlrahmen zeigen deutlich den dominierenden Einfluß der Verformungen auf das Tragverhalten derartiger Systeme. Diese Verformungen lassen sich in zwei Gruppen aufteilen:

- a) Stützenkopfverschiebungen aus Stützen- und Riegelverlängerung infolge thermischer Dehnung.
- b) Durchbiegungen der Riegel infolge des temperaturbedingten Abfalls der Werkstoffkennwerte, die zu zusätzlichen Ausbiegungen der Stützen und damit zu einem anwachsenden Einfluß der Theorie II. Ordnung führen.

Versuch 4 zeigt den deutlichen Einfluß einer Einspannung des Stützenfußes auf das Tragverhalten. Trotz vergleichsweise hoher Riegel- und Stützentemperaturen bleiben Riegeldurchbiegung und Stützensausbiegung unter den Werten aus den restlichen Versuchen. Die Ergebnisse aus Versuch 3 und 4 deuten darauf hin, daß bei Rahmensystemen die gleichen Effekte (Ausbiegungen rechtwinklig zur Systemebene verbunden mit Querschnittsverdrehungen - Biegedrillknicken) wie bei Einzelstützen auftreten können.

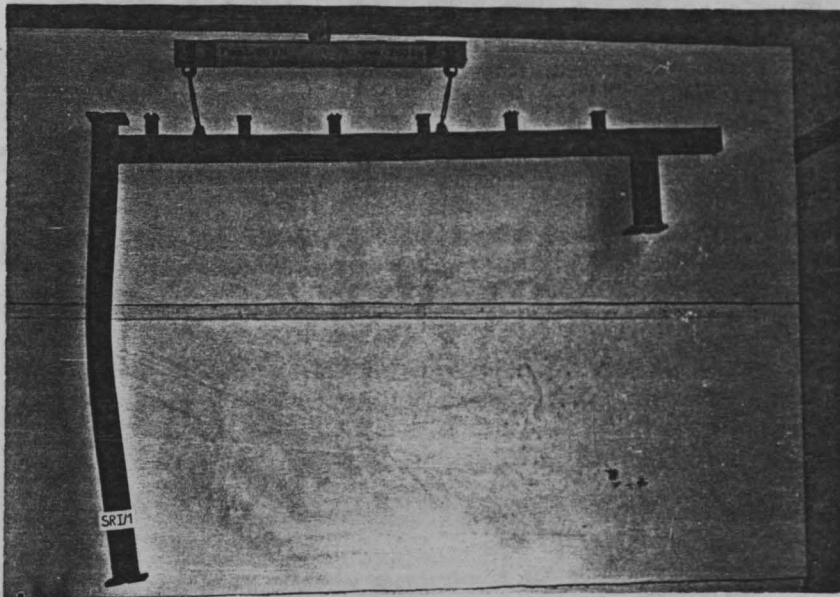


Foto 1: Stahlrahmen nach dem Brandversuch nach Entfernung der kasten-förmigen Bekleidung

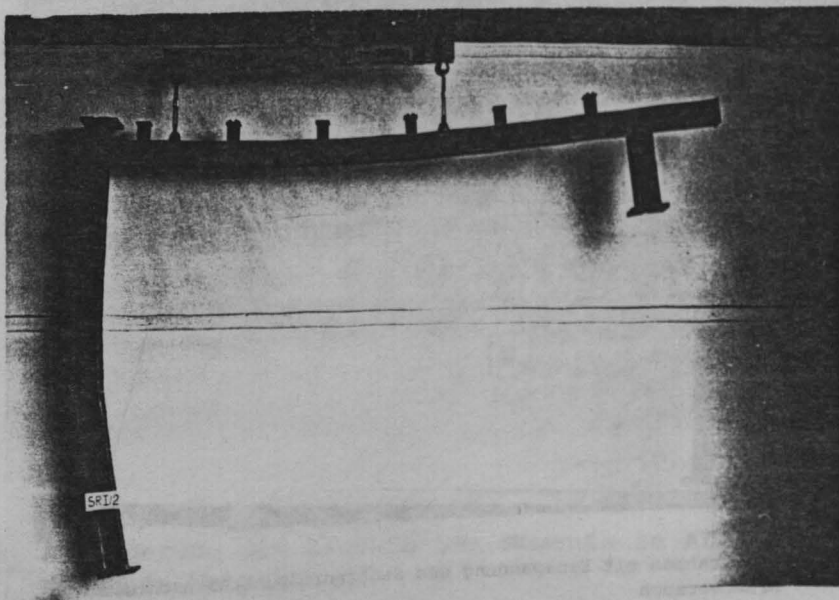


Foto 2: Stahlrahmen nach dem Brandversuch nach Entfernung der kasten-förmigen Bekleidung

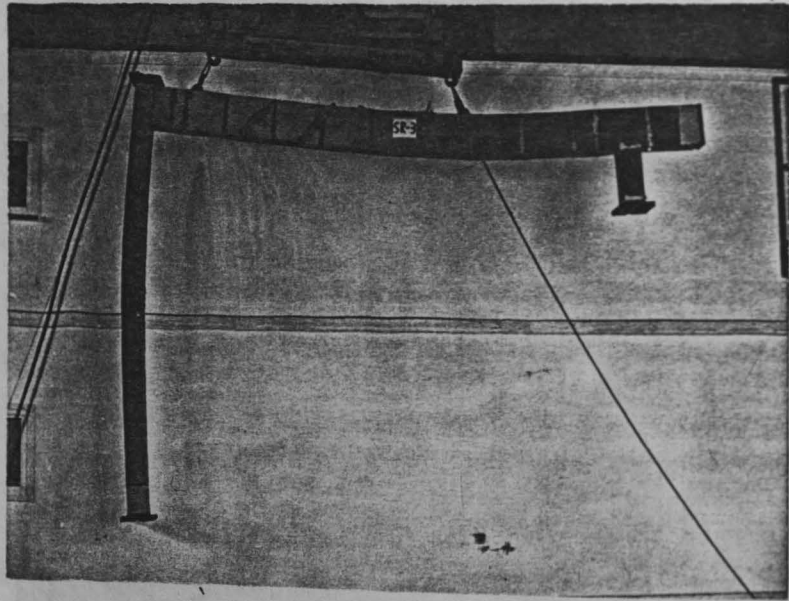


Foto 3: Stahlrahmen nach dem Brandversuch vor Entfernung der kastenförmigen Bekleidung

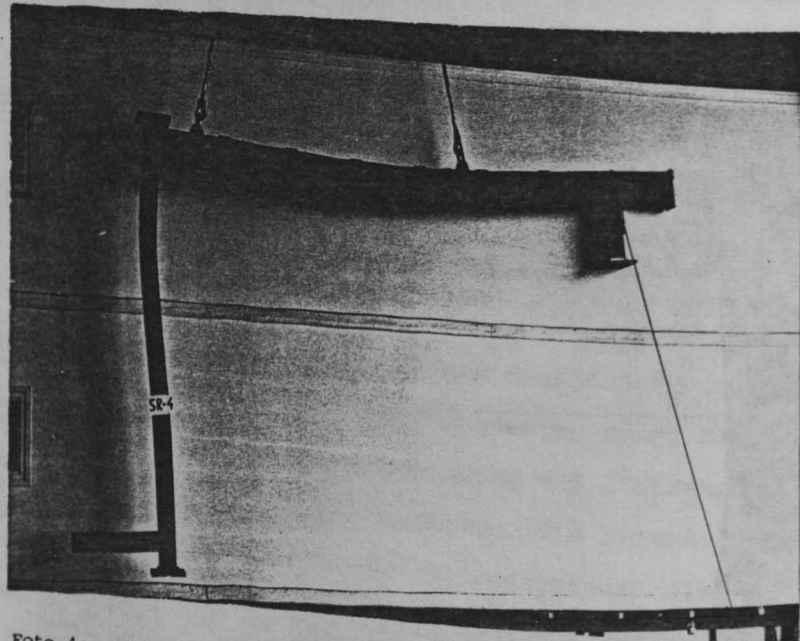


Foto 4: Stahlrahmen mit Einspannung des Stützenfußpunktes nach dem Brandversuch

3. Vergleichsrechnungen

3.1 Rechenmethode

Das im Sonderforschungsbereich 148 entwickelte Traglastprogramm basiert auf dem Weggrößenverfahren und berücksichtigt die Theorie II. Ordnung. Es unterstellt die Ausbildung lokaler plastischer Bereiche (Fließgelenke) bis zur Bildung einer Gelenkkette.

Die ausgetestete 1. Stufe unterstellt weiterhin die Gültigkeit eines idealelastisch-idealplastischen Spannungs-Dehnungs-Gesetzes bei höheren Temperaturen. Das in einem plastischen Gelenk wirksame plastische Moment $M_{pl,N}$ wird dabei entsprechend [6] ermittelt (Bild 6). In einer 2. Stufe sollen die Einflüsse aus thermischer Dehnung und elastisch-plastischer Spannungs-Dehnungs-Beziehung berücksichtigt werden.

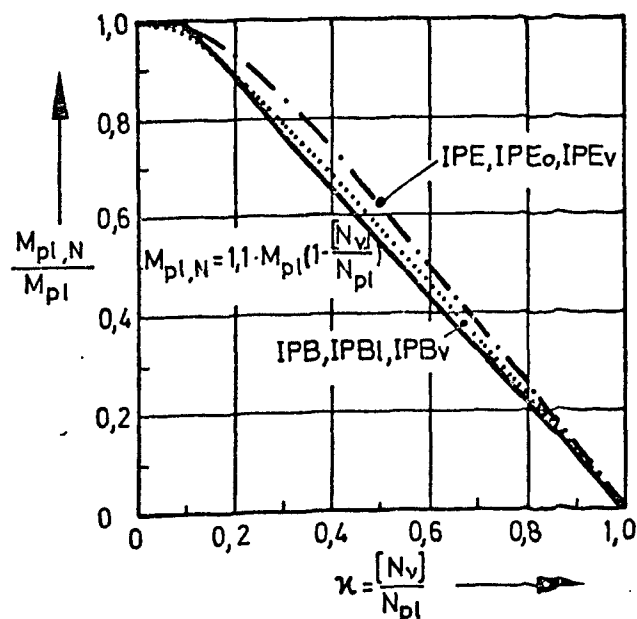


Bild 6: Abminderung des plastischen Moments in Abhängigkeit der vorhandenen Normalkraft

3.1.1 Materialgesetz

Die Definition eines idealelastischen-idealplastischen Materialgesetzes für Baustahl bei höheren Temperaturen stellt eine grobe Vereinfachung der tatsächlichen Verhältnisse dar. In der Fachliteratur einschließlich DIN 4102 werden üblicherweise Angaben über den Abfall des E-Moduls sowie der Fließgrenze β_s für höhere Temperaturen angegeben. Dies scheint zu der Vorstellung zu verleiten, die oben genannte, für eine "kalte" Rechnung ausreichende Formulierung auch für eine "warme" Traglastberechnung heranziehen zu können. Bild 7 soll veranschaulichen, welche Diskrepanz zwischen rechnerischen und tatsächlichen Dehnungen dies beinhaltet.

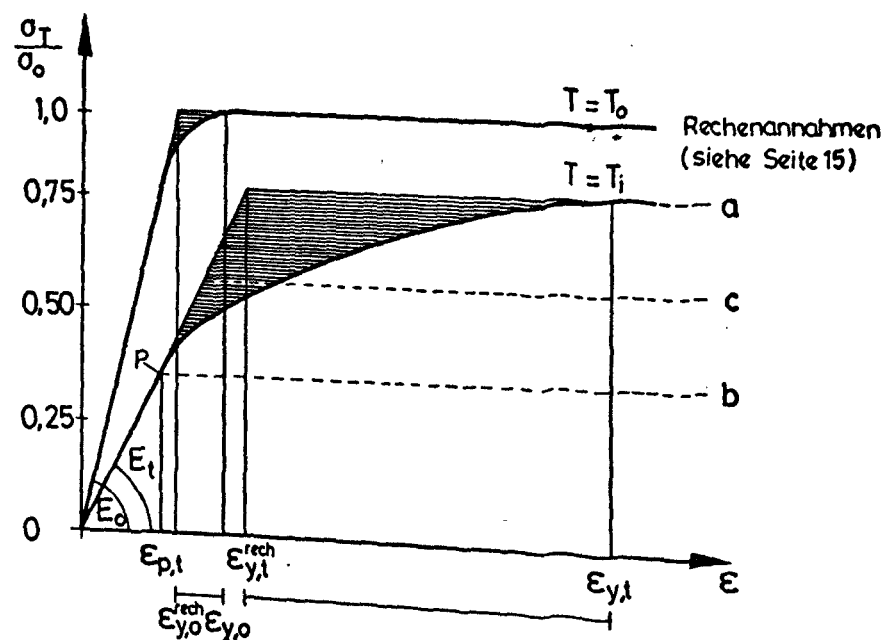


Bild 7: Gegenüberstellung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Baustahl bei Raum- und erhöhter Temperatur

3.2 Vergleich von Versuchs- und Rechenergebnissen

Den im Versuch ermittelten Versagenstemperaturen sind in Tabelle 3 die Ergebnisse aus Vergleichsrechnungen mit drei unterschiedlichen Ansätzen gegenübergestellt. Alle Varianten gehen von einem idealelastischen-

idealplastischen Materialgesetz aus mit den folgenden Unterschieden:

a) rechn $\sigma_{y,t} = \sigma_{y,t}$

b) rechn $\sigma_{y,t} = \sigma_{p,t}$ p = Proportionalitätsgrenze

c) rechn $\sigma_{y,t} = (\sigma_{p,t} + \sigma_{y,t})/2$ sowie Berücksichtigung der Längenänderung aus freier thermischer Dehnung

Als repräsentative Vergleichsgröße wurde die Stütztemperatur ausgewählt.

Tabelle 3: Versagenstemperatur und plastische Gelenke aus drei verschiedenen Rechenannahmen im Vergleich zur Versagenstemperatur aus dem Versuch

Material- gesetz	KALTE-RECHNUNG	TRAGLASTBERECHNUNG IM BRANDFALL (ETK)						Versagens temp. im Versuch [°C]
			TEMP [°C]		TEMP [°C]		TEMP [°C]	
SRI/1			$\frac{1}{596}$ $\frac{2}{615}$		$\frac{1}{443}$ $\frac{2}{572}$		$\frac{1}{406}$ $\frac{2}{500}$	478
SRI/2			$\frac{1}{578}$ $\frac{2}{640}$		$\frac{1}{342}$ $\frac{2}{417}$		$\frac{1}{395}$ $\frac{2}{440}$	460
SR2-3			$\frac{1}{551}$ $\frac{2}{560}$		$\frac{1}{297}$ $\frac{2}{306}$		$\frac{1}{415}$ $\frac{2}{430}$	395
SR2-4			$\frac{1}{563}$ $\frac{2}{572}$		$\frac{1}{312}$ $\frac{2}{323}$		$\frac{1}{390}$ $\frac{2}{470}$	452

Dieser Vergleich zeigt, daß bei Annahme einer idealelastischen-idealplastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit rechn $\sigma_{y,t} = \sigma_{y,t}$ die Feuerwiderstandsfähigkeit erwartungsgemäß weit überschätzt wird.

Vernachlässigt man den nicht elastischen Spannungs-Dehnungs-Bereich, wird die Feuerwiderstandsfähigkeit deutlich unterschätzt. Bei Berücksichtigung der Stützenkopfverschiebungen und Wahl einer gemittelten Fließspannung rechn $\sigma_{y,t} = (\sigma_{p,t} + \sigma_{y,t})/2$ sind die rechnerischen Ergebnisse mit den Versagenstemperaturen aus dem Versuch vergleichbar.

4. Vergleich mit anderen Arbeiten

In den letzten Jahren sind einige Veröffentlichungen, u. a. [3, 4], bekannt geworden, in denen komfortable Rechenprogramme zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer von komplexen Stabtragwerken aus Stahl vorgestellt werden. Soweit dem Berichtsverfasser bekannt, wurden die in diesem Beitrag angesprochenen Probleme nicht gelöst.

5. Schlußfolgerungen, Ausblick

Die Ergebnisse der vier Brandversuche an Stahlrahmen zeigen den deutlichen Einfluß der Verformungen auf das Tragverhalten bzw. die Feuerwiderstandsdauer von Stabtragwerken im Brandfall. Eine realistische rechnerische Abschätzung der Feuerwiderstandsdauer derartiger Systeme ist daher nur bei wirklichkeitsnaher Berücksichtigung sämtlicher Verformungsvorgänge möglich.

Eine in der Entwicklung befindliche 2. Stufe des vorgestellten Traglastprogramms wird die Einflüsse aus thermischen Dehnungen für jedes Stabelement sowie eine bessere Beschreibung des temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsverhaltens von Stahl berücksichtigen. Damit ist eine deutliche Verbesserung der rechnerisch-theoretischen Ergebnisse zu erwarten.

6. Literatur

- [1] Witteveen, I.; Twilt, L.; Bijlaard, F.: On the Stability of Fire Exposed Steel Frames Report Nr. Bi-76-7, Institute TNO for Building Materials and Building Structures.
- [2] Versuche an Stahlrahmen in Metz, Frankreich (persönl. Mitteilung).
- [3] Mehl, F.; Arndt, W.: Bestimmung der kritischen Temperatur von biegesteifen Hohltragwerken mit Hilfe der Plastizitätstheorie. Zeitschrift unser Brandschutz, wissenschaftlich-technische Beilage 2/1972.
- [4] Beyer, R.: Der Feuerwiderstand von Tragwerken aus Baustahl; Berechnung mit Hilfe des Traglastverfahrens. Der Stahlbau, Heft 12, Dez. 1977.
- [5] Haksever, A.; Walter, R.: Brandversuche an Stahlbetonrahmen - Versuchsergebnisse, deren Analyse und zukünftiges Zielprogramm. Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1975/77, A 1 - 4.
- [6] Richtlinien zur Anwendung des Traglastverfahrens im Stahlbau, DAST 008, Deutscher Ausschuß für Stahlbau.

A 1 - 3

Zwängungen in Stahlrahmen-Systemen
bei lokalen Bränden

von

Dr.-Ing. Wolfram Klingsch

Ildefonso Neves, Licenciado em
Engenharia Civil

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Problematik, Grundlagen	A 1 - 3 - 2
2. Rahmenstruktur und Rahmensteifigkeit	A 1 - 3 - 3
3. Abhängigkeit der Stützen-Feuerwiderstandsdauer von der Rahmenstruktur	A 1 - 3 - 5
4. Zusammenfassung	A 1 - 3 - 11
5. Literatur	A 1 - 3 - 11

1. Problematik, Grundlagen

Brandbeanspruchte Bauteile unterliegen auch bei unveränderter Belastung zeitlich veränderlichen temperaturabhängigen Deformationen. In statisch unbestimmten Systemen werden diese Deformationen mehr oder weniger behindert, wodurch Zwangsschnittgrößen aktiviert werden: Normalkraft-Zwängungen bei Behinderung der thermisch bedingten Dilatationen, Biegemomenten-Zwängungen bei Behinderung der thermisch bedingten Rotation. Diese Zwangsschnittgrößen belasten nicht nur das brandbeanspruchte Bauteil, sondern in Form von Reaktionskräften auch das Umgebungssystem. Diese überlagern sich hierbei den eingepprägten Lastschnittgrößen und führen, nach Überschreiten der aufnehmbaren Grenzbelastung, zur Ausbildung von plastischen Gelenken und damit zur progressiven Entkoppelung des statischen Systems; bei Stahlstützen ist in der Regel vor dem Ausbilden von Fließzonen mit einem Stabilitätsversagen zu rechnen.

Bisherige experimentelle und theoretisch-rechnerische Untersuchungen zur Zwangskraftentwicklung in stab- und flächenförmigen Bauteilen aus Stahl und Stahlbeton bei Brandbeanspruchung, so z. B. in [1 - 4], betrachten dabei den oberen Grenzwert der Zwängung, d. h. eine vollständige Behinderung der freien thermischen Dilatationen bzw. Rotationen. Nur in Einzelfällen wurde eine Teilbehinderung untersucht, um die stets vorhandene Elastizität der Umgebung näherungsweise zu berücksichtigen, z. B. [5, 6].

Die vorliegende Arbeit erweitert die Betrachtung von Gebäude-Teilstrukturen konsequent zur Analyse von Gebäude-Gesamtstrukturen unter Beachtung der geometrisch und physikalisch nichtlinearen Gesetzmäßigkeit bei kontinuierlich veränderlichen thermischen Randbedingungen. Zu diesem Zweck wurde ein elasto-plastisches Rahmenprogramm gekoppelt mit einem Traglastprogramm für instationär thermisch beanspruchte Stahlstützen. Die in der Rechnung benutzten Gesetze zur Temperaturabhängigkeit der Stoffwerte und das Prinzip des rechnerischen Traglastmodells sind in [1] beschrieben.

Den nachfolgenden Untersuchungen liegt der Normbrand ETK nach DIN 4102 (ISO 834) zugrunde.

2. Rahmenstruktur und Rahmensteifigkeit

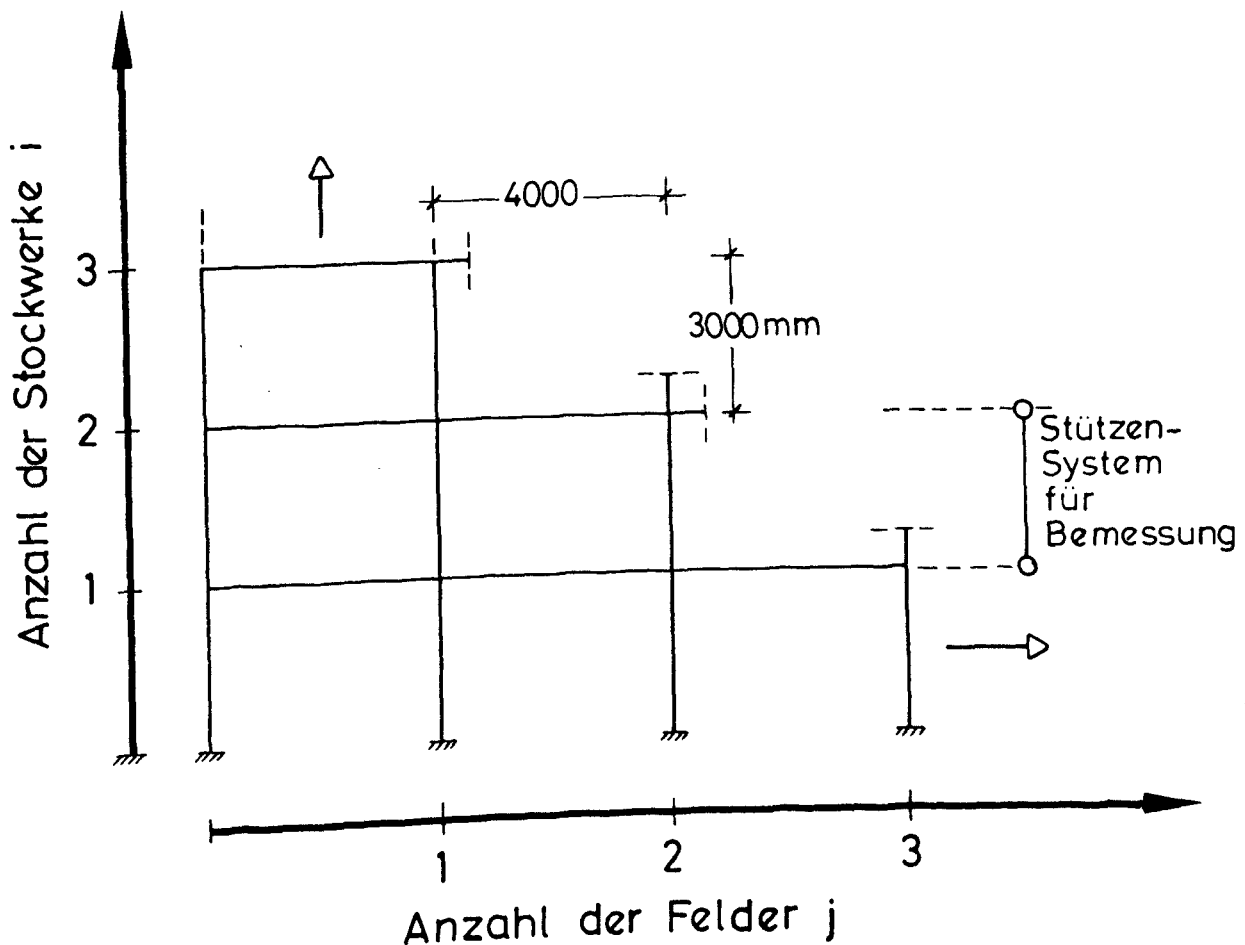
Bei lokalen Bränden wird die aus der umgebenden Gebäudestruktur resultierende Steifigkeit primär von der Art der Konstruktion sowie den inneren und äußeren Abmessungen des Stahlrahmensystems und den benutzten Profilgrößen abhängen. Für die hier betrachteten, bislang durchgeführten ersten exemplarischen Untersuchungen wurde ein ebenes Stahlrahmensystem mit einer Feldweite von $l = 4000 \text{ mm}$ und einer Geschoßhöhe von $h = 3000 \text{ mm}$ gewählt. Die Profile für Stützen und Riegel wurden vereinfachend einheitlich zu HE 220 B aus St 37 angenommen (Bild 1). Untersucht wurde u. a. der Einfluß der Rahmenstruktur bei Variation der Stockwerkszahl i und der Felderzahl j innerhalb der Grenzen

$$1 \leq i \leq 10$$

$$2 \leq j \leq 10 \text{ (geradzahlig)}$$

Bild 1:

Modell-Rahmensystem
Indizierungen, Abmessungen, statisches System



Stützen, Riegel : HE 220 B, St 37

In den Rechnungen ist von einem lokalen Brand ausgegangen worden, der jeweils nur eine Stütze thermisch beansprucht; alle Riegel und alle anderen Stützen wurden als nicht brandbeansprucht definiert. Die Stellung der brandbeanspruchten Stütze innerhalb der Gesamtstruktur wurde variiert. Zusätzlich wurden die Fälle ungeschützte und geschützte Stahloberfläche der Stützen bei Variation der Brandschutzisolierungen untersucht.

Die Gesamtsteifigkeit eines Rahmens setzt sich zusammen aus den Dehn- und Biegesteifigkeiten K_w und K_φ aller im System enthaltenen nicht-brandbeanspruchten Stützen und Riegel. Da im Rahmen der hier vorgelegten Studie nur die auf die brandbeanspruchte Stütze einwirkende Normalkraftzwängung untersucht wurde, kann vereinfachend für die komplexe Gesamtsteifigkeit eine Ersatz-Dehnsteifigkeit des Systems für die brandbeanspruchte Stütze definiert werden. Zusätzliche Biegemomenten-Zwängungen werden z. Z. noch untersucht, sie scheinen jedoch von sekundärer Bedeutung zu sein.

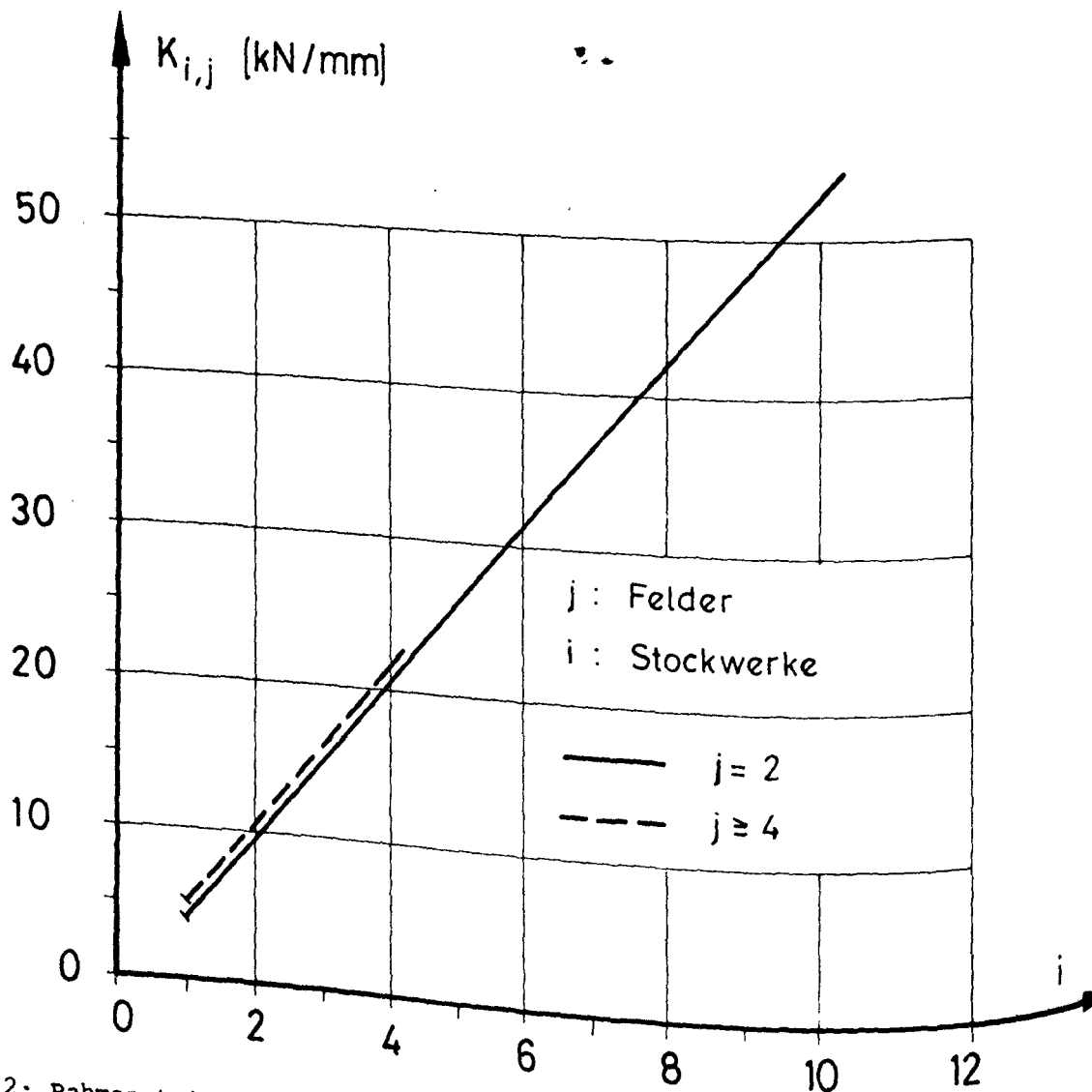


Bild 2: Rahmensteifigkeit

Bild 2 zeigt den berechneten Verlauf einer Ersatzdehnsteifigkeit $K_{i,j}$ in Abhängigkeit von der Stockwerkszahl i und der Felderzahl j ; der zugehörige Standort der brandbeanspruchten Stütze ist hierbei stets die Mitte des untersten Stockwerks. Während sich für die Rahmensteifigkeit K eine ausgeprägte Proportionalität zur Stockwerkszahl i ergibt, hat die Felderzahl j praktisch keine Bedeutung. Die Linearität des $K_{i,j}$ -Verlaufs gilt naturgemäß nur bis zur Ausbildung des ersten plastischen Gelenks innerhalb des Gesamtrahmens, danach mit jeweils geringerer Steigung bis zum jeweils nächsten Gelenk.

Auf der Grundlage systematischer Kontrollrechnungen kann die Auswirkung einer Standorts-Verlagerung der brandbeanspruchten Stütze innerhalb des hier betrachteten Gesamtrahmens mit der gleichen Beziehung nach Bild 2 beurteilt werden. Für i ist lediglich die aktuelle Zahl der darüber liegenden Stockwerke anzugeben einschließlich dem, in dem die Stütze steht, während eine Veränderung des brandbeanspruchten Feldes innerhalb eines Stockwerks bis einschließlich zur ersten Innenstütze mit ausreichender Genauigkeit vernachlässigt werden kann; lediglich für die Randstützen ergibt die genauere Rechnung einen um ca. 30 % geringeren K -Wert, der dann aus der j -Abhängigkeit folgt.

3. Abhängigkeit der Stützen-Feuerwiderstandsdauer von der Rahmenstruktur

Im Brandfall wirken auf thermisch beanspruchte Stützen neben der Gebrauchslast N_0 zusätzliche, zeitlich veränderliche Zwangskräfte ΔN ein. Die Gesamtbelastung wird somit zeitabhängig:

$$N = N(t) = N_0 + \Delta N(t)$$

Gleichzeitig nimmt die Festigkeit β der Stütze infolge Temperatureinwirkung ab, so daß die aktuelle Beanspruchung α überproportional ansteigt:

$$\alpha = \sigma / \beta$$

$$\alpha = \alpha(t) = (\sigma_0 + \Delta \sigma(t)) / \beta(t)$$

Die Zeit-Temperaturabhängigkeit ergibt sich aus dem Brandablauf:

$$T = T(t).$$

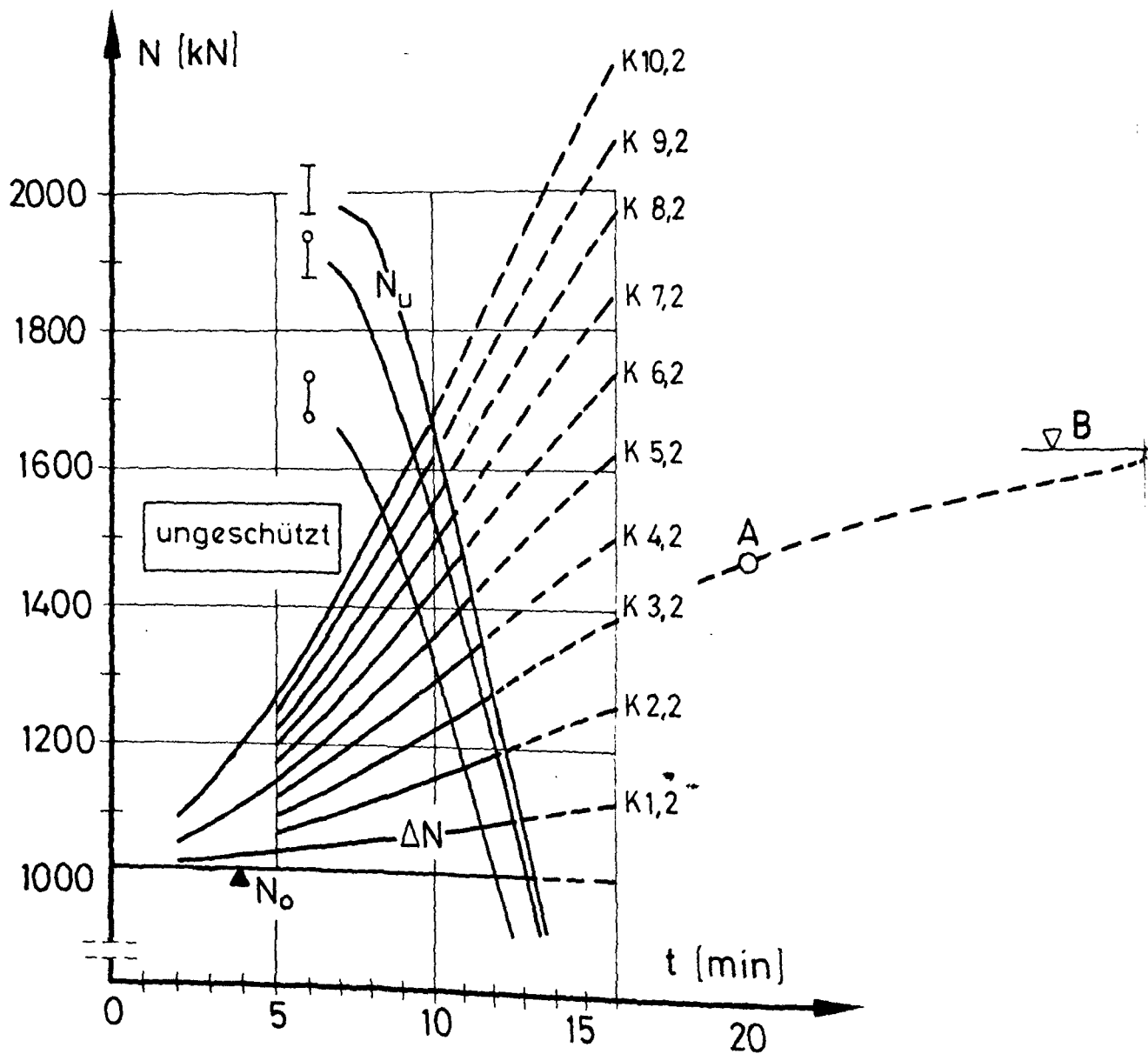


Bild 3:

Beanspruchungscharakteristik ungeschützter Rahmenstützen

Für die Traglastanalyse des Gesamt-Rahmensystems können drei charakteristische Grenzzustände festgestellt werden (Bild 3, Kurve $K_{3,2}$). Der Verlauf der Zwangskraft $\Delta N(t)$ erreicht einen theoretischen Scheitelpunkt B und fällt danach wieder ab. Die Ursache ist in dem progressiven Festigkeitsabbau des Stahls zu sehen, wodurch selbst bei weiter ansteigenden thermischen Dehnungen die aus deren Behinderung resultierenden Zwangskräfte abnehmen. Wesentlich früher tritt jedoch an der höchstbeanspruchten Stelle innerhalb des Rahmensystems ein lokales Fließgelenk auf, in der Regel in einem Riegel. Jenseits dieses Punktes A hat der Rahmen - wie bereits unter Pkt. 2 erläutert - deutlich geringere Federsteifigkeiten K. Die Erhöhung der ΔN -Zwangskräfte

verliefe dann gleichfalls verzögert. Für Sonderfälle von Rahmengeometrien können diese Plastifizierungen innerhalb des nicht brandbeanspruchten Rahmenbereichs vor dem Versagen der thermisch beanspruchten Stütze auftreten. Für die hier untersuchten Rahmensysteme mit ausschließlicher Knotenbelastung ergibt sich jedoch deutlich vor diesem Zeitpunkt stets ein Stützenversagen infolge Überschreiten der kritischen Stützenlast $N_u(t)$. Diese Grenzlasterlast N_u ist wegen der mit zunehmender Brandeinwirkung ansteigenden Stahltemperatur und der daran gekoppelten Materialentfestigung zeitabhängig. In dem Wert N_u ist dabei stets eine ungewollte geometrische Imperfektion eingerechnet, so daß sich der Grenzzustand als Gleichgewichtsproblem nach Theorie II. Ordnung und nicht als Verzweigungsproblem ergibt.

Bild 3 zeigt die zeitliche Entwicklung der Zwangskräfte ΔN für eine ungeschützte Stütze in Abhängigkeit von den der Rahmengeometrie zugeordneten Steifigkeitswerten $K_{i,j}$ (Rahmengeometrie vgl. Bild 1). Diese Last superponiert sich der als voll vorhanden angenommenen Stützen-Gebrauchslast N_0 , für deren Festlegung von der praxisgemäßen Annahme

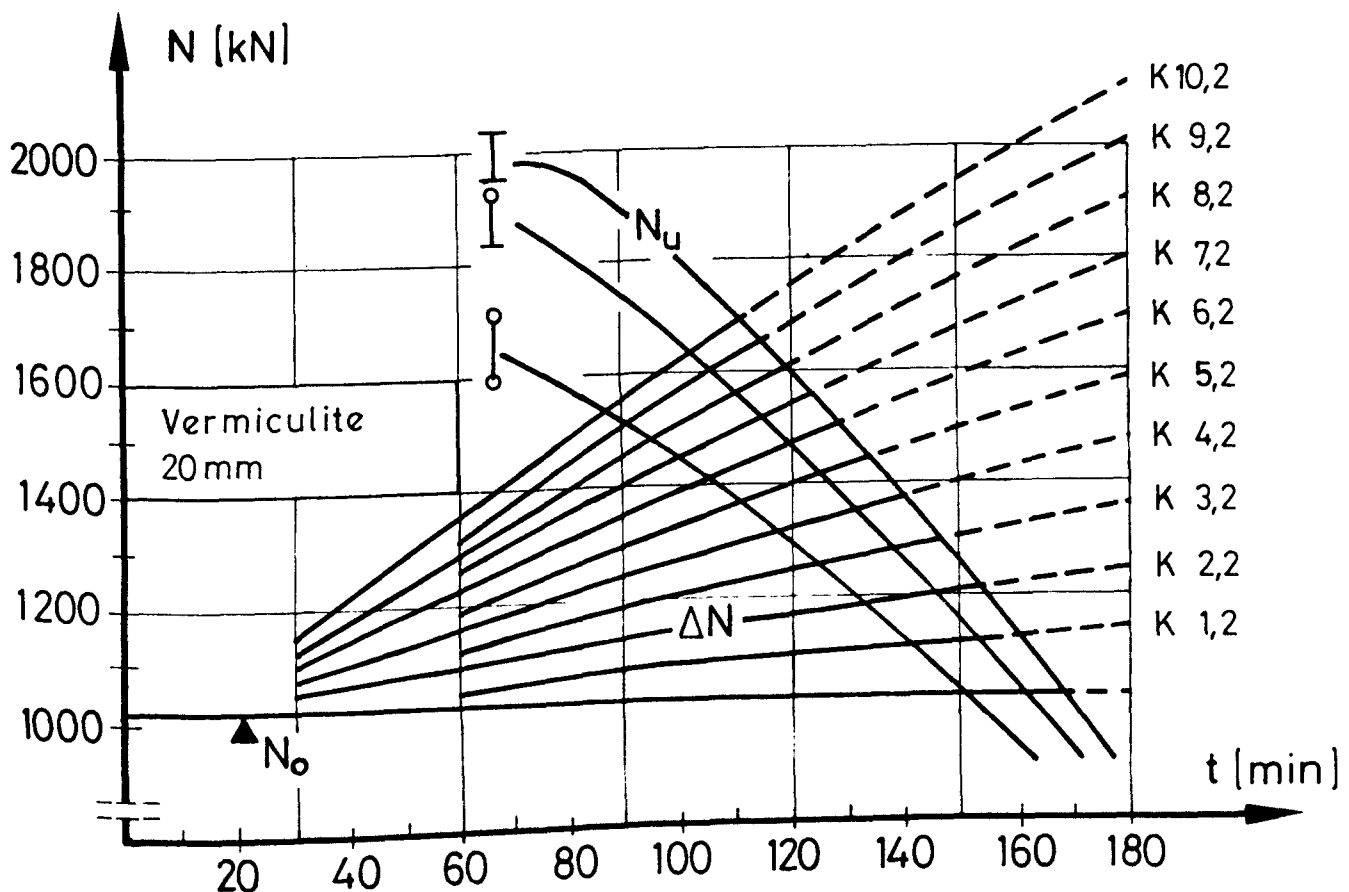


Bild 4: Beanspruchungscharakteristik geschützter Rahmenstützen

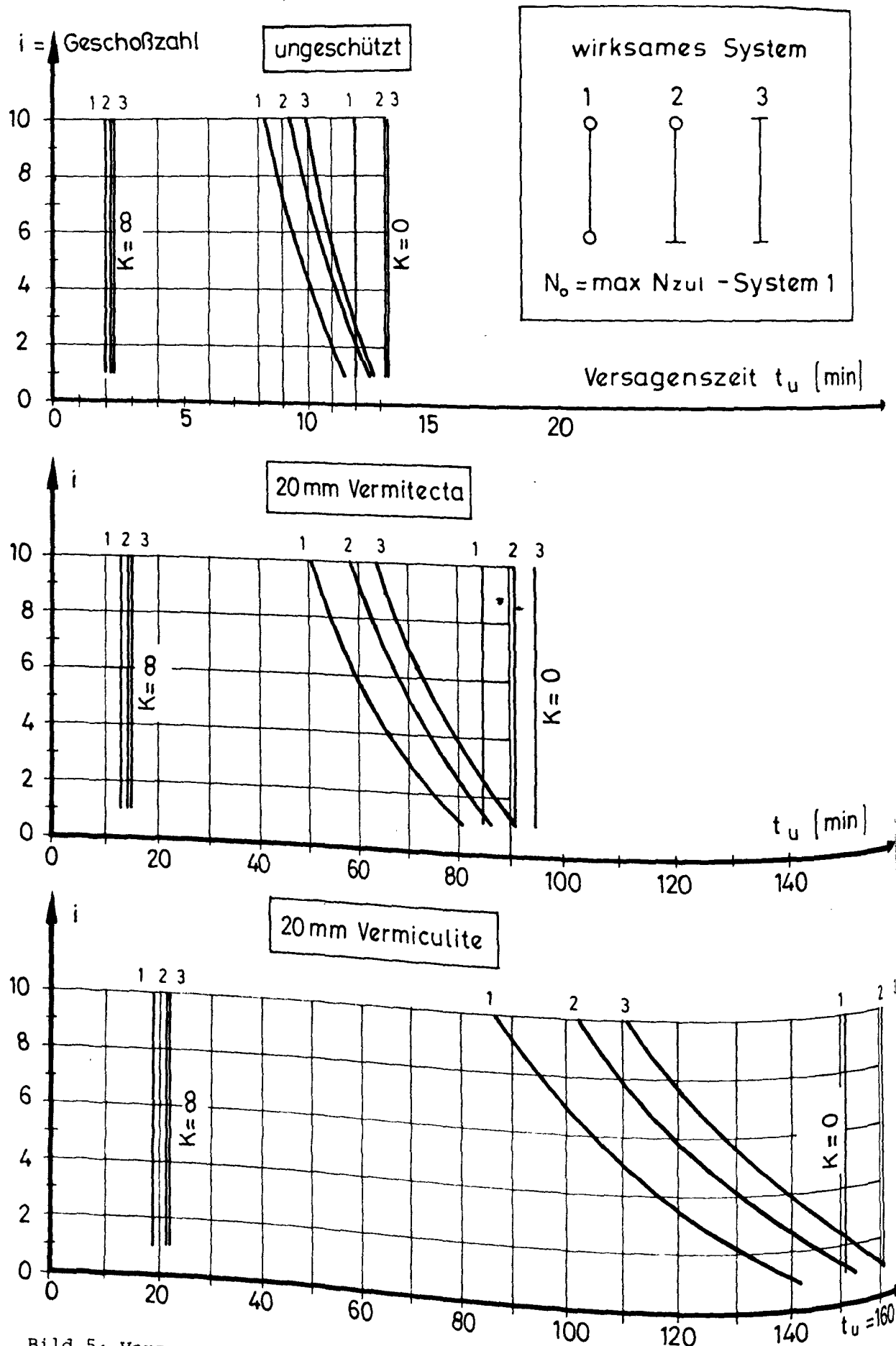


Bild 5: Versagenscharakteristik brandbeanspruchter Rahmenstützen
Zuordnung zu Grenzwerten

eines beidseitig gelenkig gelagerten Stabes mit planmäßig zentrischer Belastung (Innenstütze) ausgegangen wurde. Der Versagenszeitpunkt t_u ergibt sich als Schnittpunkt zwischen der jeweiligen $\Delta N-K_{i,j}$ -Kurve und der N_u -Kurve. Die Variation der Lagerungsbedingungen für die brandbeanspruchte Stütze bei den N_u -Kurven dient der Berücksichtigung von ungewollten Einspanneffekten aus der nicht brandbeanspruchten Umgebung.

Bild 4 zeigt den Gewinn an Feuerwiderstandsdauer bei Anordnung von 20 mm Vermiculite-Isolierung als Spritzputz für die brandbeanspruchte Stütze.

In Bild 5 wird die Zuordnung des Versagenszeitpunktes t_u bei wirklichkeitsnaher Berücksichtigung der Rahmensteifigkeiten zu den beiden Grenzfällen keine und vollständige Behinderung der thermischen Dilatation dargestellt. Es zeigt sich, daß selbst für die bislang untersuchten steifsten Rahmensysteme (10 Stockwerke) eine bis zu 200 % höhere Versagenszeit möglich ist im Vergleich zu dem bisher in der Regel betrachteten oberen Grenzfall K_∞ . Dies gilt zunächst für die bisher untersuchten ebenen Rahmensysteme, für räumliche Tragwerke sind entsprechend höhere Systemsteifigkeiten und damit geringere Versagenszeiten zu erwarten. Die Untersuchung räumlicher Systeme unter diesem Aspekt ist Bestandteil der zur Zeit laufenden Untersuchungen.

Bei den bislang diskutierten Ergebnissen wurde davon ausgegangen, daß auch im Brandfall die max. zulässige Stützenlast voll vorhanden ist; in der Realität trifft dies in der Regel sicherlich nicht zu. Zur Überprüfung der Frage, inwieweit eine aus Gebrauchslasten eingeprägte Momentenverteilung innerhalb des Rahmens den Versagensmechanismus beeinflusst, wurde exemplarisch ein zweifeldriger eingeschossiger Rahmen ($K_{1,2}$) untersucht. In diesem Rahmenmodell hatte die brandbeanspruchte Stütze stets eine gleichhohe Normalkraft N_0 , die der vollen zulässigen Gebrauchslast entsprach; variiert wurde die aus Gebrauchslast eingeprägte Momentenverteilung in den beiden Riegeln mit ihren Grenzwerten N_0 und $M_0 = M(\max. q_{zul})$. Die Verläufe der Deformations-Zwangskraftzuordnungen $w-\Delta N$ in Bild 6 zeigen zwar erhebliche quantitative Unterschiede, die Systematik der Fließgelenkausbildung bleibt jedoch unverändert. Im q -belasteten System addieren sich die Momentenwerte M_q und M_T über der Mittelstütze A; hier tritt zuerst ein Fließgelenk auf. Über den Außenstützen B subtrahieren sich hingegen die Momentenwerte M_q aus Last und M_t aus Temperaturzwängung, so daß sich zuerst im momenten-

freien Rahmen ($q = 0$) das zweite und dritte Fließgelenk ausbilden. Die Versagenszwängung $\Delta N(t_u)$ der brandbeanspruchten Stütze wird jedoch wesentlich früher erreicht. Die Versagenszeiten sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Die Unterschiede im Brandverhalten infolge Belastungsvariation im Rahmen können danach praktisch vernachlässigt werden.

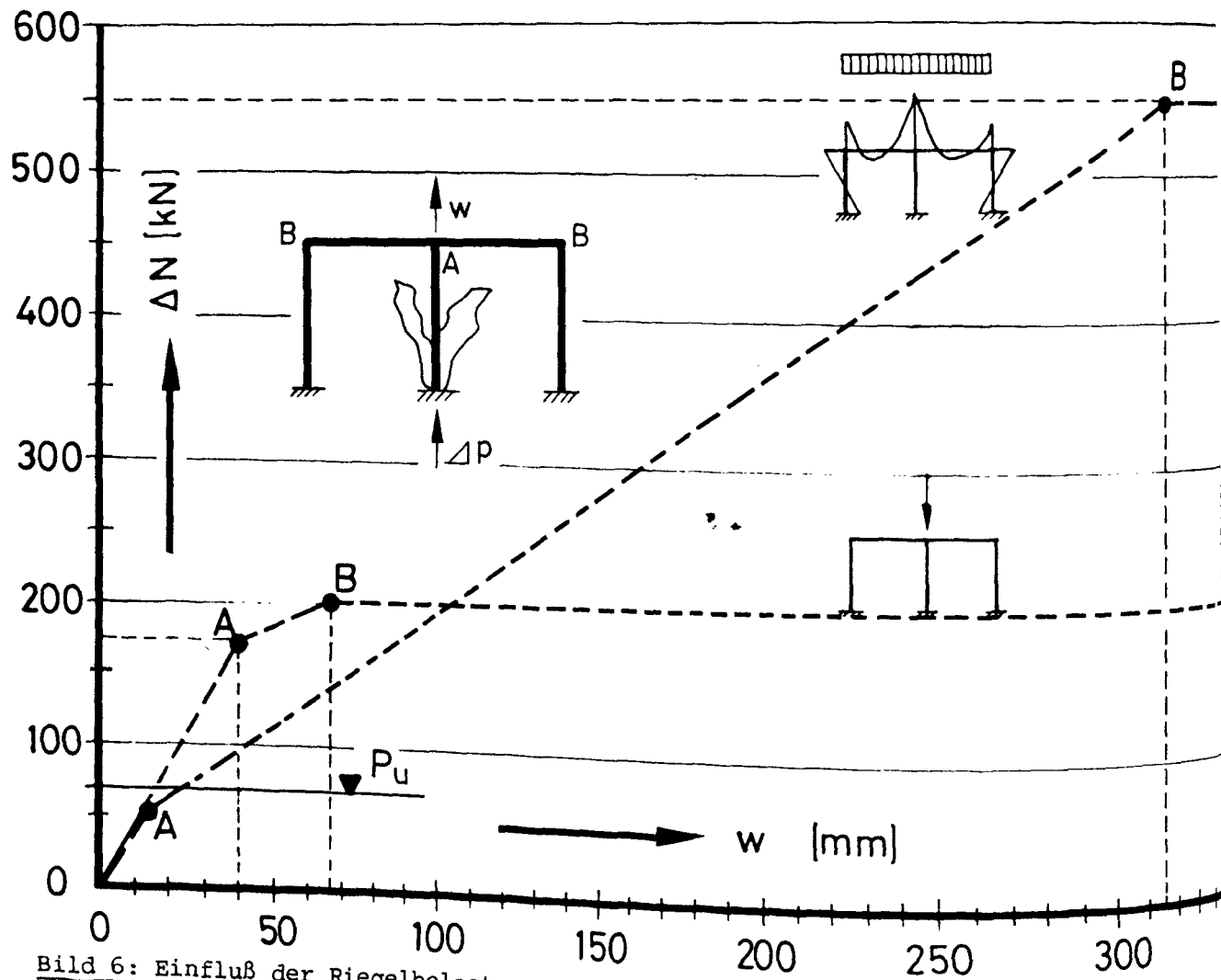


Bild 6: Einfluß der Riegelbelastung auf das Traglastverhalten

Isolierung	Belastung	
	$M_0 = 0$	$M_0 = M(\text{zul } q)$
ungeschützt	14 min	14 min
20 mm Vermitecta	106 min	108 min
20 mm Vermiculite	188 min	191 min

Tabelle 1: Versagenszeiten der Stütze entsprechend Bild 6

4. Zusammenfassung

In der vorliegenden Untersuchung wird ein Beitrag zur Analyse des Brandverhaltens von Gesamt-Tragwerken geliefert. Hierbei steht der Teilaspekt der Normalkraftzwängung im Vordergrund, der aus der Interaktion von brandbeanspruchter Stütze und Umgebung resultiert. Die bislang vorliegenden Ergebnisse zeigen, daß der Grenzfall "vollständige Dehnungsbehinderung" selbst bei ausgedehnten Rahmensystemen erheblich zu hohe Zwangskräfte und damit unrealistisch niedrige Feuerwiderstandsdauern liefert.

In den z. Z. laufenden und noch geplanten Untersuchungen wird u. a. das Rahmenmodell in seinen Grundstrukturen variiert werden, um das Verhalten verschiedener Varianten praxismgerechter Konstruktionen zu klären. Gleiches gilt entsprechend für die thermische Beanspruchung, die vom Einzelbauteil Stütze auch auf die gekoppelten Riegel ausgedehnt werden soll; die Einbeziehung natürlicher Brandverläufe ist geplant.

5. Literatur

- [1] Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch beanspruchter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung; Dissertation Technische Universität Braunschweig, 1975.
- [2] Hoffend, F.: Brandverhalten von Stahlstützen, insbesondere bei ausmittiger Lasteinleitung bzw. Dehnbehinderung; Forschungsbericht A 1 - 1, SFB 148, Technische Universität Braunschweig, 1980
- [3] Walter, R.; Klingsch, W.: Stahlbeton-Flächentragwerke unter partieller Brandbelastung; Forschungsbericht A 2 - 3, SFB 148, Technische Universität Braunschweig, 1977.
- [4] Klingsch, W.: Zwangsschnittgrößen in Stahlbeton-Plattenstreifen bei Brandeinwirkung. Forschungsbericht A 2 - 1, SFB 148, Technische Universität Braunschweig, 1977.
- [5] Mehl, F.; Arndt, W.: Die Bestimmung der kritischen Temperatur von biegesteifen Stahltragwerken mit Hilfe der Plastizitätstheorie. Wissenschaftlich-technische Beilage zur Zeitschrift Unser Brandschutz, Berlin, 2/1972.
- [6] Magnusson, S.-E.; Pettersson, O.; Thor, J.: Fire Design of Steel Structures; Institute of Technology, Lund, 1974.

Parameteruntersuchungen zum Brandverhalten
von Stahlbetonstützen
- Versuche und theoretische Begleitung -

von

Dipl.-Ing. Rüdiger Haß

Dr.-Ing. Wolfram Klingsch

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Seite
1. Stand der Erkenntnisse, Ausgangsfragestellung	A1 - 4 - 2
2. Planung und Durchführung der experimentellen Untersuchungen	A1 - 4 - 2
2.1 Versuchsprogramm	A1 - 4 - 2
2.2 Durchführung der Versuche	A1 - 4 - 4
2.2.1 Realisierung der Lagerungsbedingungen	A1 - 4 - 4
2.2.1.1 große Endexzentrizitäten	A1 - 4 - 4
2.2.1.2 gelenkige Lagerung	A1 - 4 - 4
2.2.1.3 Einspannung	A1 - 4 - 5
2.2.2 Verformungsmessungen	A1 - 4 - 5
2.2.3 Temperaturmessung	A1 - 4 - 5
2.2.4 Feuerwiderstandsdauer t_u	A1 - 4 - 6
3. Rechnerische Begleitung, Versuchsauswertung	A1 - 4 - 7
3.1 Berechnungsverfahren	A1 - 4 - 7
3.2 Numerische Analyse der Versuchsergebnisse	A1 - 4 - 7
3.3 Deutung der Versuchsergebnisse	A1 - 4 - 7
3.3.1 Einfluß der Lastexzentrizität e_o/d	A1 - 4 - 7
3.3.2 Einfluß der Schlankheit s_K/d	A1 - 4 - 9
3.3.3 Einfluß einer über den Querschnitt ungleichen Beflammung	A1 - 4 - 9
3.3.4 Einfluß des Bewehrungsgehaltes und der Lastaus- nutzung	A1 - 4 - 11
3.3.5 Einfluß veränderter Lagerungsbedingungen	A1 - 4 - 12
3.3.5.1 Simulation einer Einspannung	A1 - 4 - 12
3.3.5.2 Gelenkige Lagerung mit gegensinnigen, gleichgroßen Endexzentrizitäten	A1 - 4 - 15
4. Rechnerische Untersuchungen - Parameterstudie	A1 - 4 - 16
4.1 Einfluß der Stützenschlankheit s_K/d	A1 - 4 - 16
4.2 Einfluß einer dreiseitigen Beflammung	A1 - 4 - 17
4.3 Einfluß des Bewehrungsgehaltes und der Bewehrungsan- ordnung	A1 - 4 - 18
5. Ausblick	A1 - 4 - 20
5.1 Experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonstützen	A1 - 4 - 20
5.2 Numerische Erweiterungen	A1 - 4 - 20
6. Literaturverzeichnis	A1 - 4 - 21

1. Stand der Erkenntnisse, Ausgangsfragestellung

In den Jahren 1975 - 1977 sind im kombinierten Stützen-/Rahmen-Versuchsstand des Sonderforschungsbereichs 148 systematisch experimentelle Untersuchungen an nicht längsdehnungsbehinderten Stahlbetonstützen mit quarzitischen Zuschlägen begonnen worden [4]. Diese Versuche lieferten erste, verallgemeinerungsfähige Ergebnisse zum Problem der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen unter kombinierter Beanspruchung aus Normalkraft und planmäßiger Biegung bei gleichzeitigem Einhalten definierter Randbedingungen.

Ausgehend von den bereits gewonnenen Erkenntnissen über das Bauteilverhalten und experimentellen Erfahrungen diente das im folgenden beschriebene Versuchsprogramm in der Wahl seines Parameterspektrums einer Abrundung der Beurteilung von Stahlbetonstützen mit quarzitischen Zuschlägen.

Die numerische Begleitung aller Versuche ermöglichte eine weitere Überprüfung der Leistungsfähigkeit der entwickelten theoretischen Modelle und Berechnungsverfahren [3].

2. Planung und Durchführung der experimentellen Untersuchungen

2.1 Versuchsprogramm

Das durchgeführte Versuchsprogramm hatte folgende vier Schwerpunkte:

- a) Es wurden die erste Versuchsserie ergänzende Untersuchungen über die Variation der Schlankheit s_K/d und der Lastausmitte e_o/d gemacht. Diese Parameterstudien wurden durch Versuche in Randbereichen ($s_K/d > 25$; $e_o/d \geq 1,0$) abgeschlossen.
- b) Durch Realisierung einer einseitigen Einspannung der Stützen wurde eine statisch unbestimmte Lagerung erzeugt. Dieser das Tragverhalten begünstigende Effekt berücksichtigt in erster Näherung die tatsächlichen Einspannungen, die eine Stütze als Teil eines Rahmensystems im Bauwerk hat.
- c) Es wurden Stützen mit über den Umfang ungleichmäßiger Beflammung geprüft. Diese Versuche gehen von dem Sonderfall der allseitig beflamnten Stütze ab.

- d) Durch erhöhten Bewehrungsgehalt steigert sich die zulässige Gebrauchslast bei der Bemessung im kalten Zustand erheblich. Die Bewehrung von Stahlbetonstützen liegt immer in randnaher Lage. Deshalb erwärmt sie sich sehr schnell und büßt ihre Tragfähigkeit wesentlich früher als der Gesamt-Betonquerschnitt ein [5]. Um daraus folgende Auswirkungen studieren zu können, wurden Stahlbetonstützen mit deutlich erhöhtem Bewehrungsgehalt geprüft.

Die Belastung der Versuchskörper erfolgte mit der nach DIN 1045 zulässigen Gebrauchslast entsprechend der Klassifizierung der verwandten Baustoffe nach den Ergebnissen der Materialprüfungen [1].

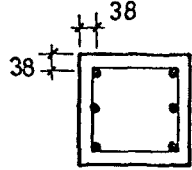
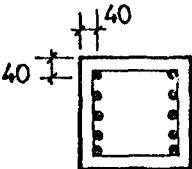
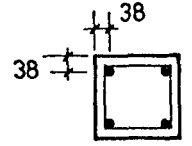
Geometrie	$b/d = 300/300 \text{ mm}$ $6 \varnothing 20; \mu = 2,1 \%$ Bügel $\varnothing 8$ Bügelabstand $a = 24 \text{ cm}$	
	$b/d = 300/300 \text{ mm}$ $10 \varnothing 22; \mu = 4,2 \%$ Bügel $\varnothing 8$ Bügelabstand $a = 24 \text{ cm}$	
	$b/d = 200/200 \text{ mm}$ $4 \varnothing 20; \mu = 3,1 \%$ Bügel $\varnothing 8$ Bügelabstand $a = 20 \text{ cm}$	
Baustoffe	Beton: B 25 Mischung B und C (Tabelle 2) Stahl: Längsbewehrung BSt 420/500 RU Bügel BSt 420/500 RK	

Tabelle 1: Grundwerte der Versuche

Betonmischung	B	C
Art	quarzitischer Kiesbeton	
Zement	PZ 350 F	PZ 450 F
W/Z-Wert	0,69	0,62
Betonrohddichte des Festbetons	2300 kg/m ³	2350 kg/m ³
Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen	30,9 N/mm ²	33,4 - 41,1 N/mm ²
E-Modul nach 28 Tagen	29.300 N/mm ²	35.700 N/mm ²
gewählte Betongüte für die Bemessung	B 25	B 25

Tabelle 2: Materialdaten

2.2 Durchführung der Versuche

2.2.1 Realisierung der Lagerungsbedingungen

2.2.1.1 Große Endexzentrizitäten

Bei Stützenversuchen mit großen Endexzentrizitäten ($e_0/d > 0,5$) war der Einsatz von ausmittig wirkenden Zusatzpressen neben der die Stütze zentrisch belastenden Hauptpresse erforderlich. Die exzentrischen Belastungen wurden in definiertem Abstand von der Stützenachse über monolithisch mit der Stütze verbundene Arme eingeleitet.

2.2.1.2 Gelenkige Lagerung

Aufgrund der Verknüpfung der Versuche mit einer numerischen Analyse war eine exakte Einhaltung der statischen Randbedingungen erforderlich. Die gelenkige Lagerung sollte eine freie Verdrehung der Endquerschnitte der Versuchskörper garantieren. Prüfkörper nach dem Versuch zeigten im Bereich der Auflagerung keine Gegenkrümmung, die auf elastische Einspannungen hätten schließen lassen können [4]. Konstruktiv wurde die gelenkige Lagerung durch ein Linienkipplager, Nut und Halbrund $r = 50 \text{ mm}$, gewährleistet.

2.2.1.3 Einspannung

Es wurden zwei unterschiedliche Methoden angewandt, um die Einspannung eines Stützenendquerschnittes zu erreichen. Maß für den Grad der Einspannung ist die auftretende Verdrehung des eingespannten Endquerschnitts. Eine möglichst exakte Einhaltung der definierten statischen Randbedingungen während des gesamten Versuchs war sowohl zur Auswertung der Versuchsergebnisse als auch zur begleitenden numerischen Analyse erforderlich. Eine nennenswerte Verdrehung der Endquerschnitte bedeutete eine Vergrößerung der Knicklänge, die auf versuchstechnisch nicht eingehaltene Randbedingungen zurückzuführen wäre, und schränkte damit die Aussagekraft der Versuche ein.

- a) Der Stützenkopf wurde stumpf gegen ein ebenes Distanzstück gefahren. Dadurch erfolgte die Lasteintragung im Kopfpunkt flächig. Die auftretende Verdrehung des Stützenkopfes wurde an der Kopfplatte gemessen.
- b) Der Stützenfuß war monolithisch mit einem Stahlbetonkörper $b/d/h = 150/60/75$ cm verbunden. Dieser im Brandraum befindliche Körper wurde durch eine aus dem Brandraum geführte Zugstange an der Verdrehung gehindert. Die Verdrehung des Betonkörpers wurde durch induktive Wegaufnehmer, die Kraft in der Zugstange durch eine zwischengeschaltete Kraftmeßdose gemessen. Dadurch waren quantitative Aussagen über das auftretende elastische Einspannmoment möglich.

2.2.2 Verformungsmessungen

Der zeitliche Verlauf der horizontalen und vertikalen Stützenverformungen wurden bei allen Versuchen gemessen. Die Meßwertaufnahme erfolgte für die Stützenausbiegung optisch durch ein Kathetometer, für die vertikalen Längenänderungen durch induktive Wegaufnehmer [4].

2.2.3 Temperaturmessung

Die Temperaturen wurden im Brandraum gemäß DIN 4102 Teil 2 gemessen. Innerhalb der Stützenquerschnitte erfolgte die Messung an der Längsbewehrung und an mehreren Stellen des Betonquerschnitts. Es herrschte gute Übereinstimmung mit der der numerischen Analyse vorgeschalteten Berechnung der Temperaturfelder [4].

Versuch Nr.	Querschnitt/ Bewehrung	Beton- mischung	Stützen- länge	Lagerungs- bedingungen	Belastung N_0	Ausmitte e_0	Feuerwiderstands- dauer t_u Versuch Rechnung	Bemer- kungen
-	mm		m		kN	mm	min min	-
20	300/300 6 ϕ 20	B	4,80		650	30	80 85	-
21	300/300 6 ϕ 20	C	4,80		190	300	82 82	
22	300/300 6 ϕ 20	C	4,80		95	600	85 80	
23	300/300 10 ϕ 25	C	4,80		970	15	114 119	1)
24	300/300 10 ϕ 25	C	4,80		510	150	111 109	1)
25	200/200 4 ϕ 20	C	5,80		215	10	40 47	-
26	200/200 4 ϕ 20	C	4,80		145	100	87 85	2)
27	200/200 4 ϕ 20	C	4,80		145	100	80 76	3)
28	300/300 6 ϕ 20	C	4,80		740	15	160 150	-
29	300/300 6 ϕ 20	C	4,80		360	150	89 88	
30	300/300 6 ϕ 20	B	3,80		850	30	112 111	
31	300/300 6 ϕ 20	B	3,80		785	50	125 110	
32	300/300 6 ϕ 20	C	4,80		740	15	93 -	4)
33	300/300 6 ϕ 20	C	4,80		650	30	137 126	-

- 1) Stützen nur mit 85 % der nach DIN 1045 zulässigen Gebrauchslast belastet.
 2) Starke Abweichung der Überdeckung von den Sollwerten.
 3) Isoliermaterial brannte während des Versuchs (schadhaft durch falsche Lagerung)
 4) unplanmäßiges Versagen aus ungeklärter Ursache.

Tabelle 3: Versuchsprogramm - Versuch Nr. 1 - 19, siehe [4]

2.2.4 Feuerwiderstandsdauer t_u

Die Ergebnisse der Stützenversuche der vorhergehenden Versuchsserie sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Abplatzungen während der Branddauer traten bei keinem Versuch auf.

3. Rechnerische Begleitung, Versuchsauswertung

3.1 Berechnungsverfahren

Das Grundprinzip des verwendeten Rechenverfahrens beruht auf einer dreidimensionalen Systemdiskretisierung bei wirklichkeitsnaher Berücksichtigung der temperaturabhängigen thermischen und mechanischen Stoffeigenschaften. Die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung werden durch Integration der Biegelinie erfaßt und bei der Ermittlung der Gleichgewichtszustände berücksichtigt [3].

3.2 Numerische Analyse der Versuchsergebnisse

Die numerische Analyse der Versuche erfolgte nach Beendigung der einzelnen Versuche unter Berücksichtigung der aktuellen Materialdaten und der geometrischen Verhältnisse. Da diese von den Sollwerten oft erheblich abwichen, können aus den Versuchen keine verallgemeinerungsfähigen Aussagen getroffen werden. Unter der Voraussetzung der tatsächlichen Materialdaten und der geometrischen Verhältnisse konnten die Versuche bis auf Stütze Nr. 32 (Tabelle 3) numerisch ausreichend genau nachvollzogen werden.

3.3 Deutung der Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse wurden im folgenden mit aus Rechenergebnissen abgeleiteten Tendenzen verglichen. Der Rechnung lagen hierbei die der Baustoffklassifizierung entsprechenden Rechenwerte der Materialien (B 25, BSt 420/500) und exakte geometrische Randbedingungen zugrunde. Daraus erklären sich die Abweichungen zwischen numerischen und experimentellen Ergebnissen.

3.3.1 Einfluß der Lastexzentrizität e_o/d

In der ersten Versuchsserie wurde die Normalkraftexzentrizität e_o für Stützen mit der Schlankheit $s_k/d = 16$ und dem Bewehrungsgehalt $\mu = 2,1\%$ in den Grenzen

$$0,05 \leq e_o/d \leq 0,50$$

variiert. Diese Versuche hatten ergeben, daß die Feuerwiderstandsdauer t_u nur in sehr geringem Maße von der Größe der Normalkraftexzentrizität abhängig war, wenn die nach DIN 1045 ermittelte Gebrauchslastkom-

bination (N_0 ; $N_0 \cdot e_0$) aufgebracht wurde. Nur für kleine Exzentrizitäten $e_0/d \leq 0,1$ hatte sich eine leichte Erhöhung der Feuerwiderstandsdauer ergeben [4].

In der vorliegenden Versuchsserie wurden Stützen mit gleichem Bewehrungsgehalt und gleicher Schlankheit mit sehr großen Lastexzentrizitäten

$$1,0 \leq e_0/d \leq 2,0$$

geprüft. Diese Stützen waren im Gebrauchslastzustand vorwiegend auf Biegung beansprucht. Ihre zulässige Gebrauchslastkombination N, M zum Zeitpunkt $t = 0$ lagen im Bereich des sog. 'balance point' der $N-M$ -Interaktionskurven [1]. Das Versagen der Stützen trat bei Temperaturen des Betonstahls auf der Zugseite von $480 - 500^\circ\text{C}$, der 'kritischen Temperatur' des Betonstahls auf. Versagensursache war die vollständige Plastizierung der Zugbewehrung. Die Versuche fielen in ihren Feuerwiderstandsdauern nicht aus dem von der ersten Versuchsserie gegebenen Rahmen ($\Delta t_u = 5 - 10 \text{ min}$).

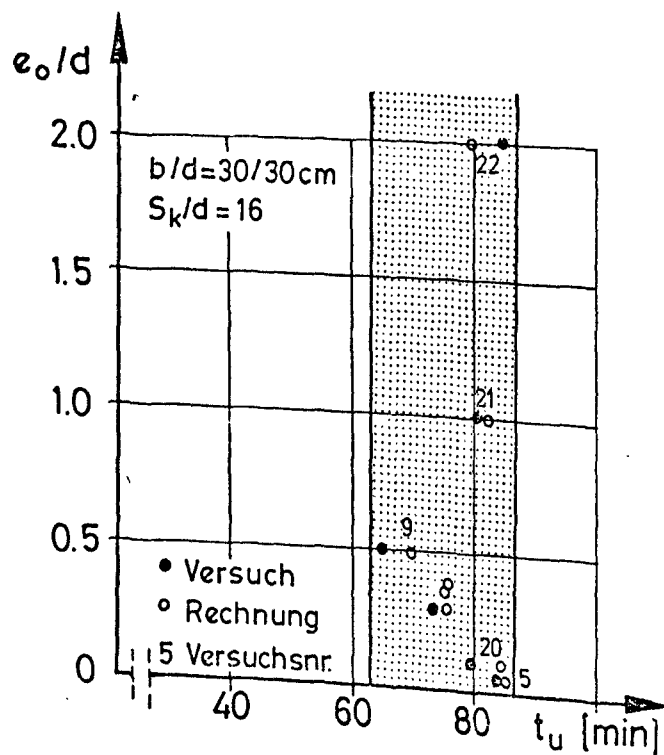


Bild 1: Einfluß der Lastexzentrizität e_0/d

3.3.2 Einfluß der Schlankheit s_K/d

Bei der großen im Stützenbrandhaus des SFB 148 möglichen Brandhaushöhe von 5,60 m und den im Hochbau noch üblichen Stützenabmessungen $b/d = 20/20$ cm konnte ein Schlankheitsgrad von $s_K/d = 29$ erreicht werden. Er wurde zur Ergänzung der Versuche mit gleichen Querschnittswerten herangezogen. Die Tendenz geringerer Feuerwiderstandsdauern t_u bestätigte sich. Mit größerer Schlankheit wachsen die horizontalen Stützensausbiegungen im Brandfall überproportional an. Dadurch wird der Einfluß der Theorie II. Ordnung größer. Die Stütze versagte ohne Materialzerstörungen. Nach Entlastung und Abkühlung ging ein großer Teil der horizontalen Verformungen zurück (s. Bild 2).

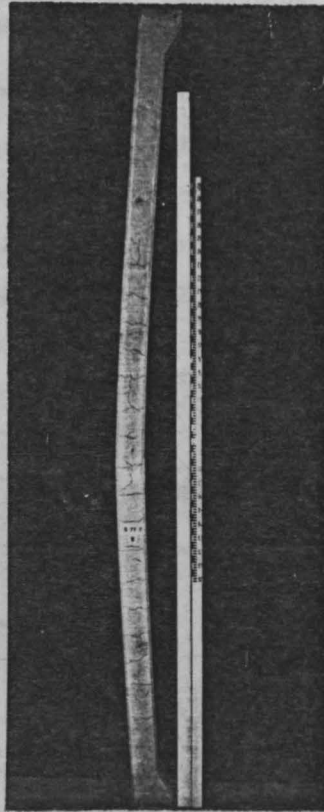


Bild 2: Verformungszustand der Stütze Nr. 25 nach dem Brandversuch und der Abkühlung

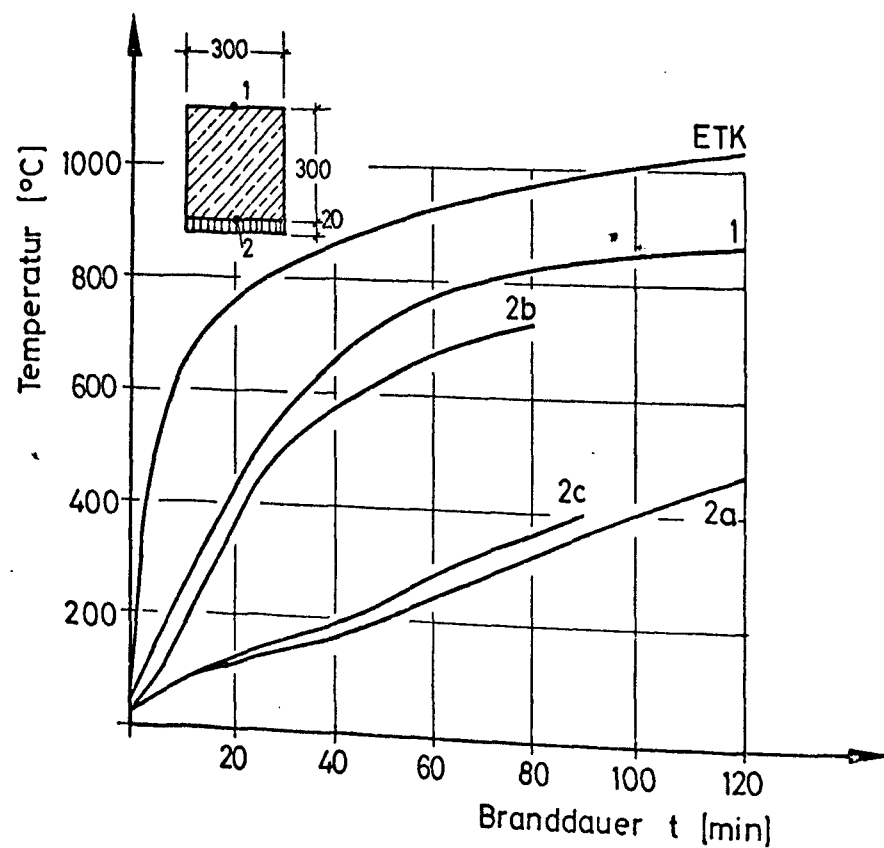
3.3.3 Einfluß einer über den Querschnitt ungleichen Beflammung

Die im Bauwerk auftretende ungleichmäßige Beflammung über den Umfang, z.B. durch an Stützen anschließende Wände, wurde im Versuch durch 2 cm starke Vermitecta-Platten simuliert. Es wurden nur Versuche an einseitig geschützten Stützen durchgeführt.

Zum Vergleich stand eine Stütze der ersten Versuchsserie mit $b/d = 20/20$ cm, $s_K = 4,80$ m, $\mu = 3,1$ % und $e_o/d = 0,5$. Überprüft werden sollte der Einfluß der geschützten Druckzone und der geschützten Zugzone.

Versuch Nr.	19	26	27
	ungeschützt	Druckzone geschützt	Zugzone geschützt
Feuerwiderstandsdauer im Versuch	53 min	87 min	80 min

Tabelle 4: Feuerwiderstandsdauern dreiseitig beflammter Stützen im Versuch



- ① Temperatur der ungeschützten Betonoberfläche
- ②a Temperatur der geschützten Betonoberfläche nach [2]
- ②b Temperatur der geschützten Betonoberfläche Versuchsnr. 27
- ②c Temperatur der geschützten Betonoberfläche Versuchsnr. 26

Bild 3: Vergleich der gemessenen Betonoberflächentemperaturen hinter 2 cm-Vermiculite-Isolierung von Versuch Nr. 26 und 27 mit den Rechenwerten nach [2]

Nachuntersuchungen an den Prüfkörpern ergaben, daß bei Versuch-Nr. 26, in dem die Druckzone geschützt war, die Betondeckung eines Eckeisens auf der Zugseite stark von dem Sollwert abwich (Soll: 2,8 cm, Ist: 5,3 cm). Die sich daraus ergebende verzögerte Erwärmung des Längseisens führte zu einem späteren Tragfähigkeitsabfall. Das erklärte die höhere Feuerwiderstandsdauer ($\Delta t_u = + 18 \text{ min}$, vgl. Abschnitt 4.2).

Während des Brandversuchs Nr. 27, mit geschütztem Zugrand, brannte die Isolierschicht und löste sich teilweise von der Stütze. Ursache war vermutlich Verschmutzung der Vermitecta-Platten während der Lagerung. Dadurch erwärmte sich die geschützte Oberfläche stärker als gewöhnlich (siehe Bild 3). Die sich daraus ergebende stärkere Durchwärmung der Längsbewehrung führte zu einem verfrühten Versagen ($\Delta t_u = - 9 \text{ min}$, vgl. Abschnitt 4.2). Die Berücksichtigung der tatsächlich vorliegenden geometrischen Verhältnisse und der gemessenen Betonoberflächentemperaturen unter der Isolierschicht bei der numerischen Analyse führte zu guter Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch.

3.3.4 Einfluß des Bewehrungsgehalts und der Lastausnutzung

Gegenüber den bisher geprüften Stützen mit den Abmessungen $b/d = 30/30 \text{ cm}$ wurde der Bewehrungsgrad von 2,1 % (6 $\emptyset 20$) auf 5,3 % (10 $\emptyset 25$) angehoben. Die Versuche wurden aus Unkenntnis der tatsächlich vorliegenden Verhältnisse (geplant waren 10 $\emptyset 22$) mit reduziertem Auslastungsgrad $\alpha = N_o/N_G = 0,85$ gefahren.

Der Vergleich der numerischen Analyse mit den Versuchswerten ergab:

- eine Steigerung der Feuerwiderstandsdauer durch Erhöhung des Bewehrungsgrades von 2,1 % auf 5,3 % von $\Delta t_u = + 20 \text{ min}$,
- eine Steigerung der Feuerwiderstandsdauer durch Reduzierung des Lastausnutungsgrades von $\alpha = 1,0$ auf $\alpha = 0,85$ von $\Delta t_u = + 25 \text{ min}$

in beiden Fällen der Normalkraftexzentrizität.

A 1 - 4 - 12

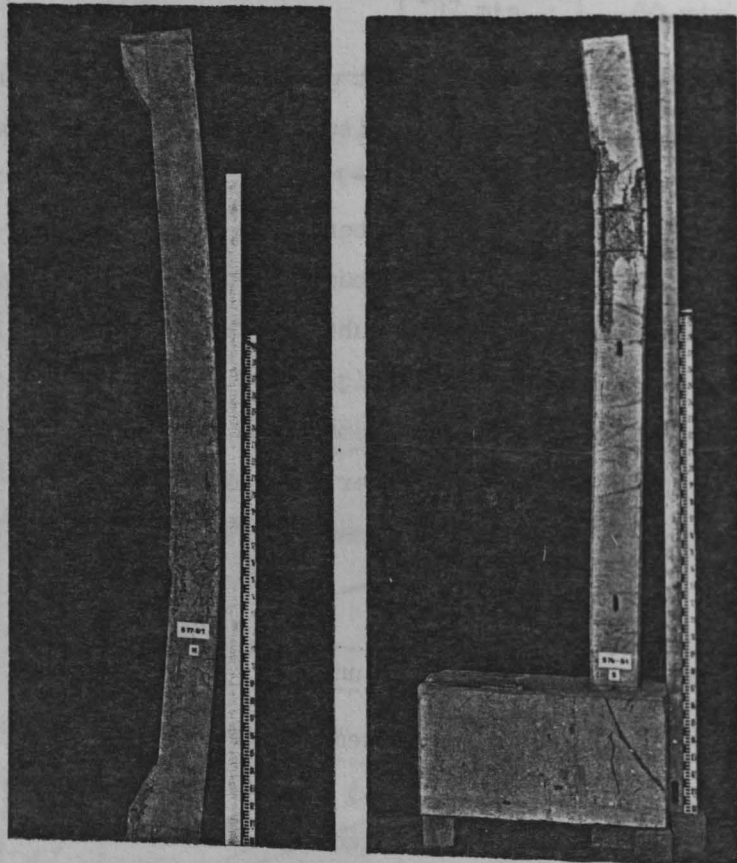


Bild 4: Verformungszustand der Stütze Nr. 28 nach dem Brandversuch

Bild 5: Verformungszustand der Stütze Nr. 30 nach dem Brandversuch

3.3.5 Einfluß veränderter Lagerungsbedingungen

3.3.5.1 Simulation einer Einspannung

Die in Kapitel 2.2.1.3 beschriebenen Versuchsanordnungen dienten der Simulation praxisgerechter Auflagerbedingungen. Die beidseitig gelenkig gelagerte Stütze bildet, mit in Bauwerken vorhandenen Verhältnissen verglichen, einen theoretischen Sonderfall mit dem Vorteil eindeutig definierter Lasteintragung und Auflagerungsbedingungen. Die die Feuerwiderstandsdauer günstig beeinflussende Effekte durch eine Einspannung

wurden durch geringere Einflüsse aus Theorie II. Ordnung durch Verdrehungsbehinderung eines Endquerschnitts und dadurch reduzierter Knicklänge und durch größere Systemreserven infolge statisch unbestimmter Lagerung erwartet. Die Stützen wurden mit der für beidseitig gelenkige Lagerung zulässige Gebrauchslast belastet [1].

Das stumpfe Auflagern eines Stützenendquerschnitts bewirkte bei der großen Ausmitte der Normalkraft von $e_o/d = 0,5$ eine klaffende Fuge zwischen Endquerschnitt und Auflagerfläche. Daraus ergab sich eine Vergrößerung der Knicklänge aus versuchstechnischen Gegebenheiten auf etwa $s_K = 0,85 \cdot l_o$.

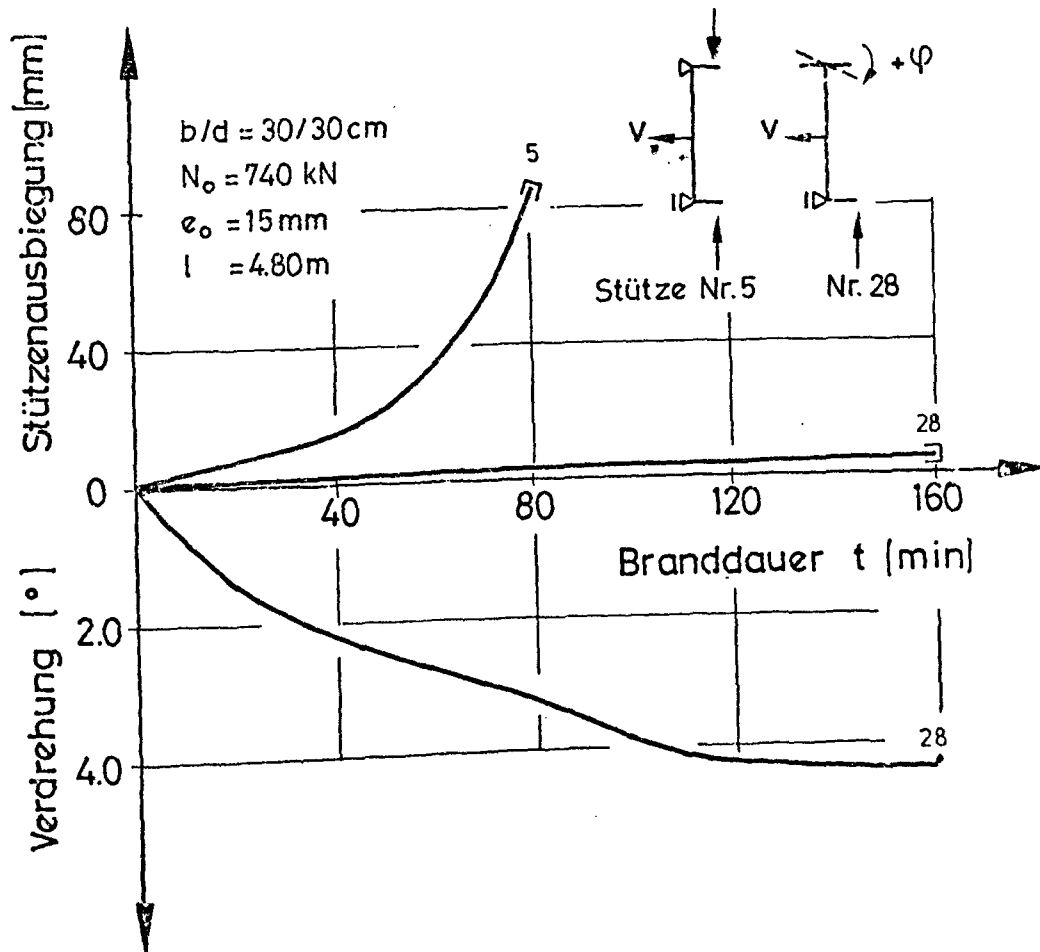


Bild 6: Vergleich der horizontalen Verformungen der Stützen Nr. 5 und 28 - Verdrehung des eingespannten Endquerschnitts der Stütze Nr. 28

Bild 6 verdeutlicht, daß eine statisch unbestimmte Lagerung Einflüsse aus Theorie II. Ordnung reduziert. Der Vergleich mit einer entsprechenden beidseitig gelenkig gelagerten Stütze zeigt geringere Horizontalverformungen.

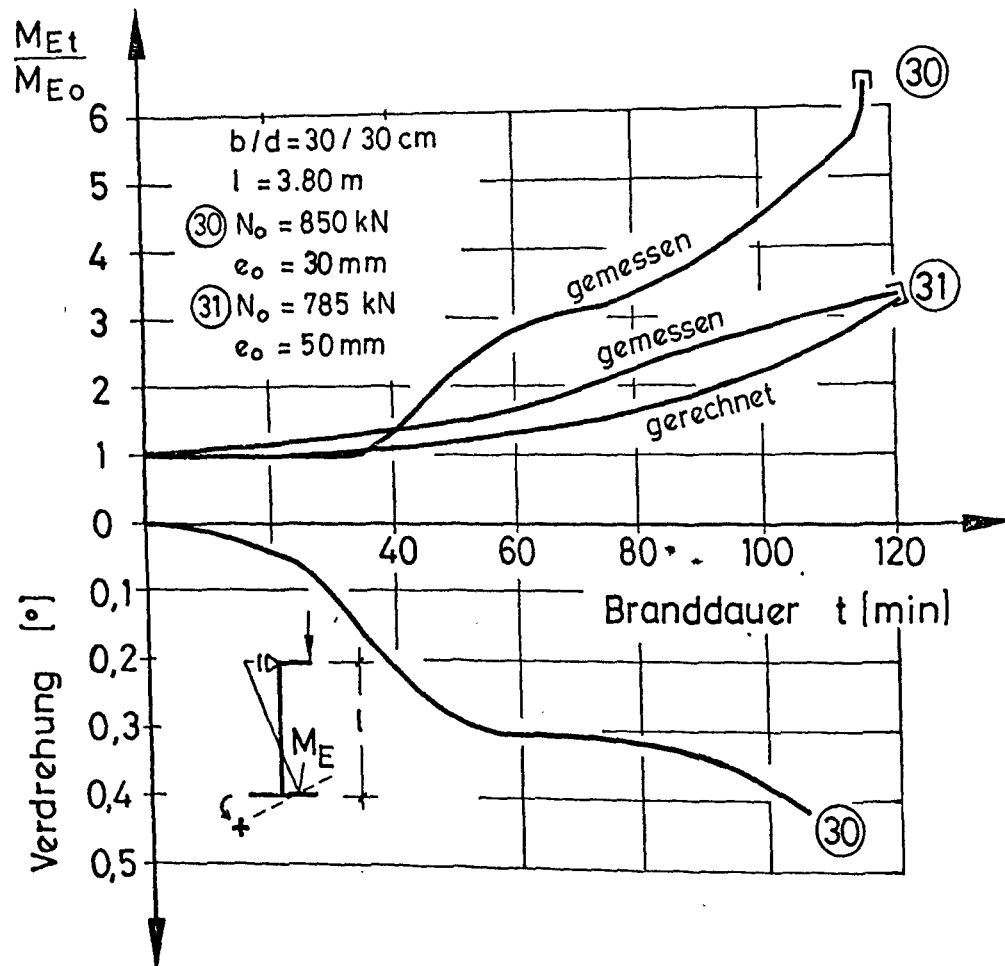


Bild 7: Entwicklung des Einspannmoments M_E während der Branddauer der Stützen Nr. 30 und 31
- Verdrehung des eingespannten Endquerschnitts der Stütze Nr. 30

Bild 6 und 7 zeigen die gemessenen Verdrehungen der Endquerschnitte bei kleinen Normalkraftexzentrizitäten. Deutlich wird das exakte Einhalten der gewünschten Lagerungsbedingungen durch die Einspannung der Stütze in den Betonkörper.

Das Versagen der Stütze trat in allen Fällen durch Bruch des durch zusätzliche Einflüsse aus Theorie II. Ordnung meist beanspruchten Querschnitts etwa im Drittelpunkt der Stützenlängsachse auf (siehe Bilder 4 und 5).

3.3.5.2 Gelenkige Lagerung mit gegensinnigen, gleichgroßen Endexzentrizitäten

Es konnten aus versuchstechnischen Gründen nur sehr geringe gegensinnige Lastausmittungen $e_o \leq 30 \text{ mm}$ aufgebracht werden. Dadurch blieben die auftretenden Querkräfte sehr klein und bedeutungslos.

Infolge einer noch geringeren Knicklänge von $s_k = 0,5 \cdot l_o$ (s-förmige Biegelinie) wird der Einfluß der Theorie II. Ordnung weiter reduziert. Der erreichte Schlankheitsgrad von $s_k/d = 6$ bewirkte, daß die Stütze durch Erschöpfung ihrer Querschnittstragfähigkeit infolge des temperaturbedingten Abbaus der Materialfestigkeiten im durch Einbauungenauigkeit des Bewehrungskorbes oder Materialinhomogenitäten schwächsten Querschnitt versagten.

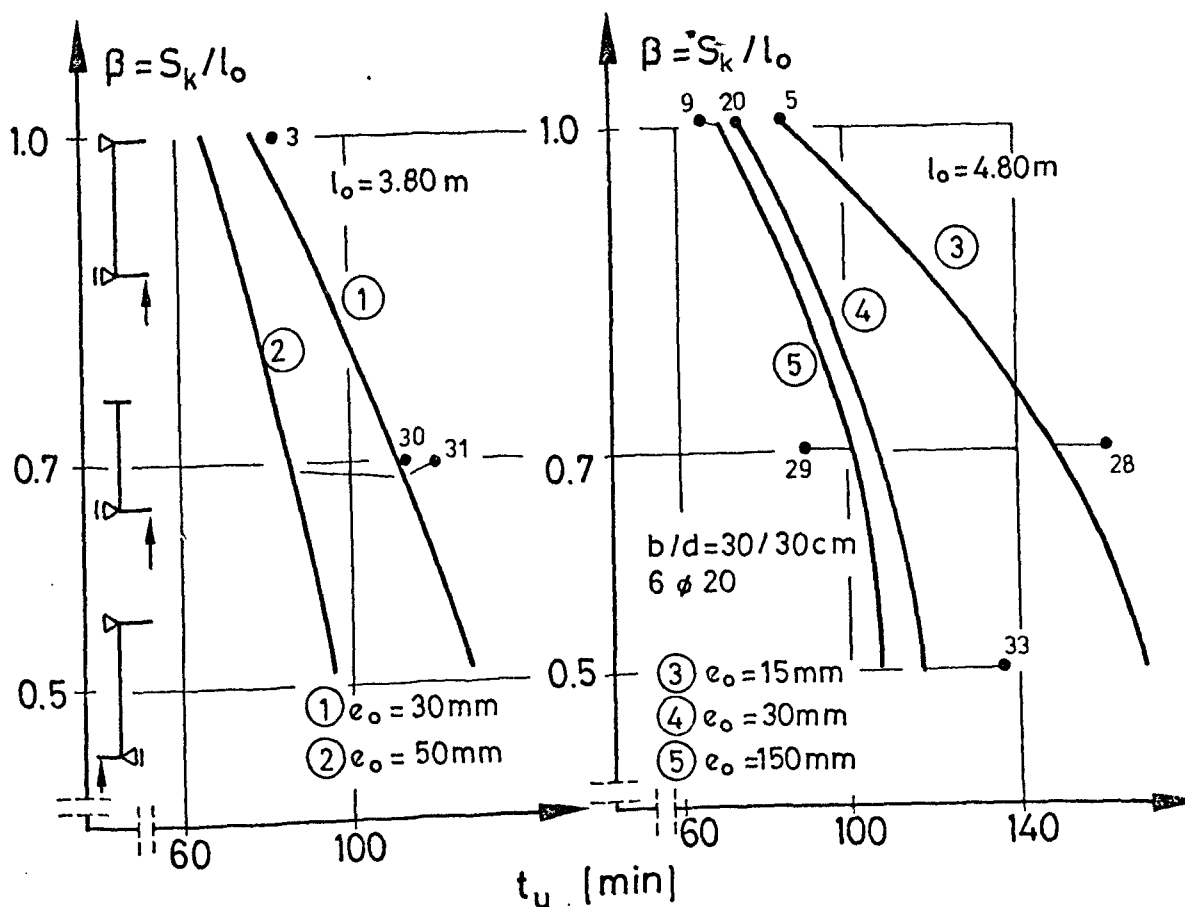


Bild 8 und 9: Einfluß der Lagerungsbedingungen

4.1 Einfluß der Stützenschlankheit s_K/d

Die Variation der Stützenschlankheit wurde nur in einem Bereich der Normalkraftexzentrizität $0,05 \leq e_o/d \leq 0,30$ für Stützen mit den Abmessungen $b/d = 30/30$ cm und dem Bewehrungsgehalt $\mu = 3,1\%$ untersucht. Die Grenzen $15 \leq s_K/d \leq 30$ entsprachen den für diese Abmessung im Hochbau üblichen Schlankheiten.

Der mit zunehmender Schlankheit geringeren zulässigen Normalkraft steht ein überproportionaler Einfluß aus Theorie II. Ordnung gegenüber [5].

4. Rechnerische Untersuchungen - Parameterstudie

Die theoretischen Untersuchungen zum Einfluß unterschiedlicher Parametereinflüsse wurden schwerpunktartig durch Versuche abgesichert.

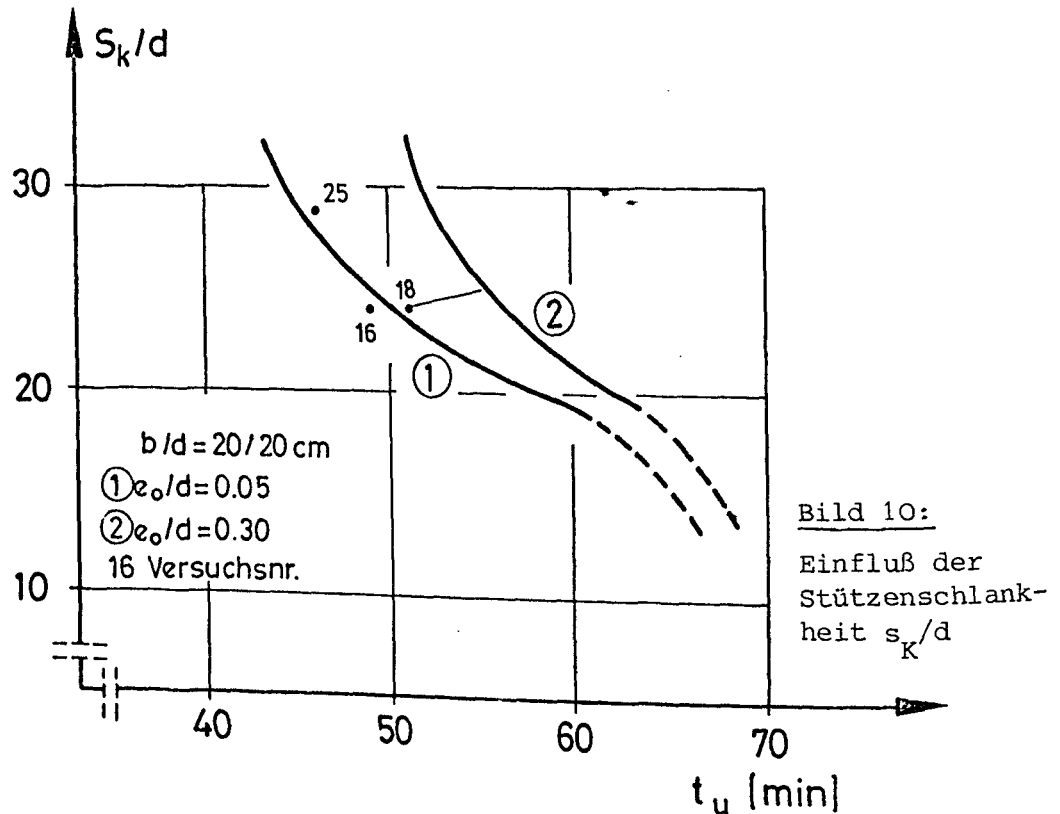


Bild 10:
Einfluß der
Stützenschlank-
heit s_K/d

Bild 10 verdeutlicht, daß sich die Stützen im unteren Schlankheitsbereich, bei geringem Einfluß der Verformungsmomente, dem Grenzwert der temperaturabhängigen Querschnittstragfähigkeit nähern. Im oberen Schlankheitsbereich $s_K/d > 25$ versagen die Stützen, z. T. ohne die Materialfestigkeiten erreicht zu haben, aufgrund des Stabilitätsverlustes. Mit zunehmender Schlankheit steigt der Einfluß der Bauteilverformungen (Theorie II. Ordnung) überproportional an, weil durch die temperaturbedingte Zer-

störung der oberflächennahen Bereiche der Biegedruckzone der Hebelarm der inneren Kräfte verkleinert wird, was zu zusätzlichen Bauteilausbiegungen und weiterer Vergrößerung der Verformungsmomente führt.

Bei höherer Schlankheit vermindert außerdem die der Bemessung zugrunde liegende planmäßige Ausmitte e_0 die Belastung und damit auch den Einfluß der Verformungsmomente, was die Feuerwiderstandsdauer erhöht (vergl. Bild 10).

4.2 Einfluß einer dreiseitigen Beflammung

Eine in der Praxis im Brandfall häufig vorkommende über den Stützenumfang ungleichmäßige Beflammung durchwärmt den Querschnitt auf der geschützten Seite verzögert und erzeugt dadurch ein unsymmetrisches Temperaturprofil (s. Bild 12). Die zu erwartende Änderung der Feuerwiderstandsdauer ist auf den verzögerten Tragfähigkeitsverlust der geschützten Betondruckzone oder der geschützten Zugbewehrung sowie auf die Richtung der thermischen Krümmung infolge ungleicher Erwärmung der Querschnittsoberflächen zurückzuführen.

a) Druckzone geschützt

Die Tragfähigkeit der Betondruckzone gewinnt bei kleinen Normalkraftexzentrizitäten größere Bedeutung für die Feuerwiderstandsdauer. Dem günstige Effekt der verzögerten Durchwärmung der Druckzone wird der tragfähigkeitsmindernden Einfluß der der Lastkrümmung gleichgerichteten thermischen Krümmung überlagert. Der Einfluß der thermischen Krümmung wächst wegen der Theorie II. Ordnung mit zunehmenden Normalkräften.

b) Zugzone geschützt

Mit zunehmender Exzentrizität und daraus folgender Biegebeanspruchung wirkt eine verzögerte Erwärmung der Bewehrung auf der Zugseite günstiger auf die Feuerwiderstandsdauer. Im Bereich großer Normalkräfte bewirkt die der Lastkrümmung entgegengerichtete thermische Krümmung einen verminderten Einfluß aus Theorie II. Ordnung.

Die Isolierung der Zugzone von Stahlbetonstützen hat umso größeren Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer, je mehr die Bewehrung auf den Mittelbereich des Zugrandes konzentriert ist. Die Eckbereiche durchwärmen stärker, da sie nur an einer Kante isoliert, an der anderen aber beflammt werden.

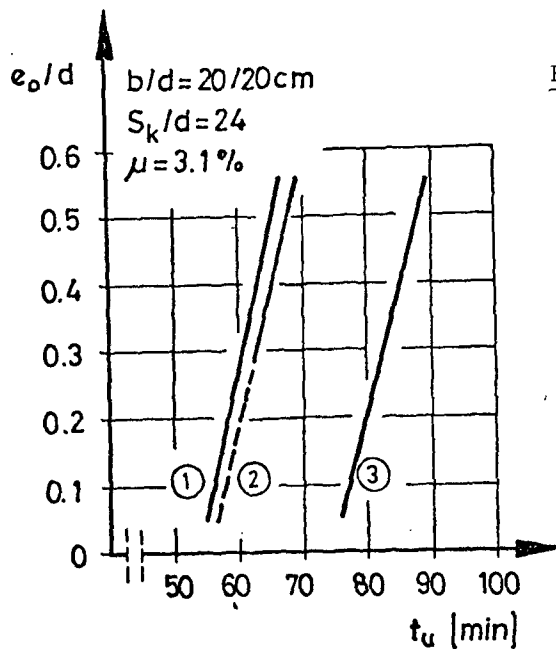


Bild 12: Temperaturprofil nach 60 min allseitiger und dreiseitiger Beflammung

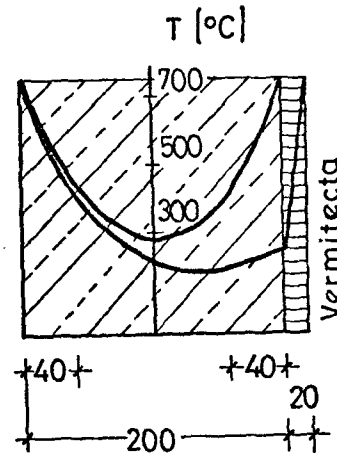


Bild 11: Einfluß einer isolierten Zug- bzw. Druckzone

4.3 Einfluß des Bewehrungsgehaltes und der Bewehrungsanordnung

Diese Untersuchung beschränkt sich auf Stützen mit kleinen Normalkraft-exzentrizitäten.

Mit zunehmendem Bewehrungsgehalt steigen bei sonst konstant gehaltenen Stützenabmessungen die nach DIN 1045 zulässigen Belastungen an. Die Erhöhung der Lasten wird von den zusätzlichen Stahleinlagen aufgenommen. Im Zuge der Entfestigung des Stahles infolge Temperaturerhöhung lagert sich die Belastung von der Bewehrung auf den Beton um. Ausschlaggebend für die Auswirkung eines erhöhten Bewehrungsgehaltes ist die Anordnung der Bewehrung (s. Bilder 13 und 14). Die Eckbereiche eines rechteckigen Stahlbetonquerschnitts durchwärmen während der Branddauer schneller als Bereiche in der Mitte einer Stützenkante. Ist die Bewehrung in den Eckpunkten konzentriert, so lagert sich der Lastanteil aller Stähle durch die gleichmäßig frühzeitige Entfestigung auf den Beton um. Das hat bei der höheren Belastung infolge des größeren Bewehrungsgehaltes frühzeitiges Versagen zur Folge. Wird die Bewehrung an den Rändern jeweils verteilt, so ist eine allmähliche Lastumlagerung der entfestigten Stähle in den Eckbereichen auf den noch kälteren Teil der Bewehrung und erst zu einem späteren Zeitpunkt auf den Beton möglich.

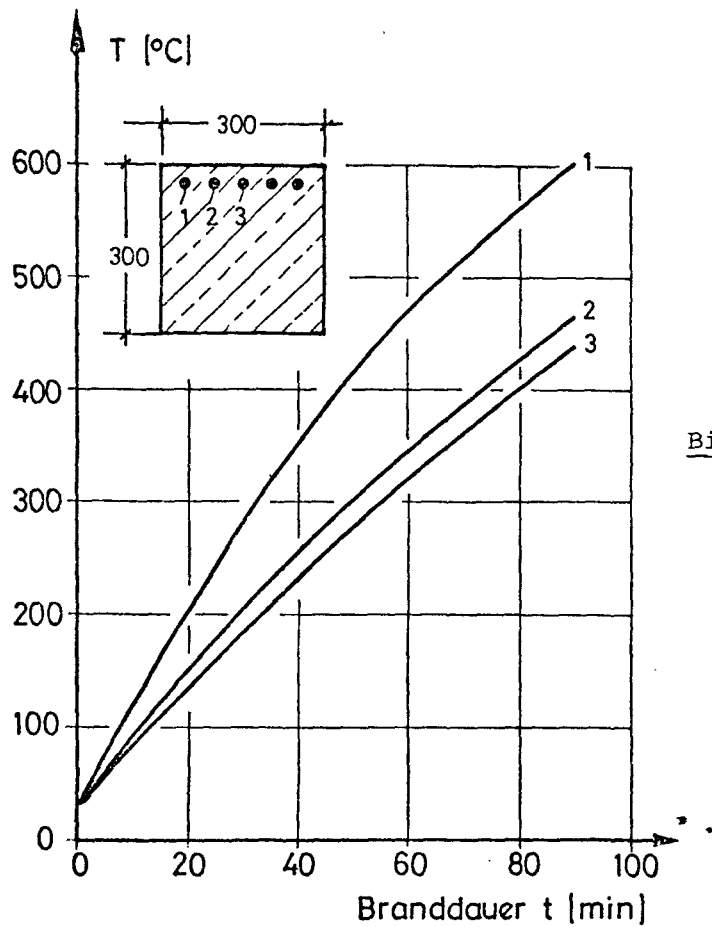


Bild 13: Entwicklung der
Stahltemperaturen

Eine gleichmäßig verteilte Bewehrung führt also zu einer Verbesserung der Feuerwiderstandsdauer gegenüber einer Konzentration der Stähle in den Eckpunkten. Der Effekt ist in Bereichen geringerer Schlankheiten, in denen die Materialfestigkeiten maßgebend für die Feuerwiderstandsdauer sind, durchschlagender als in Bereichen größerer Schlankheit.

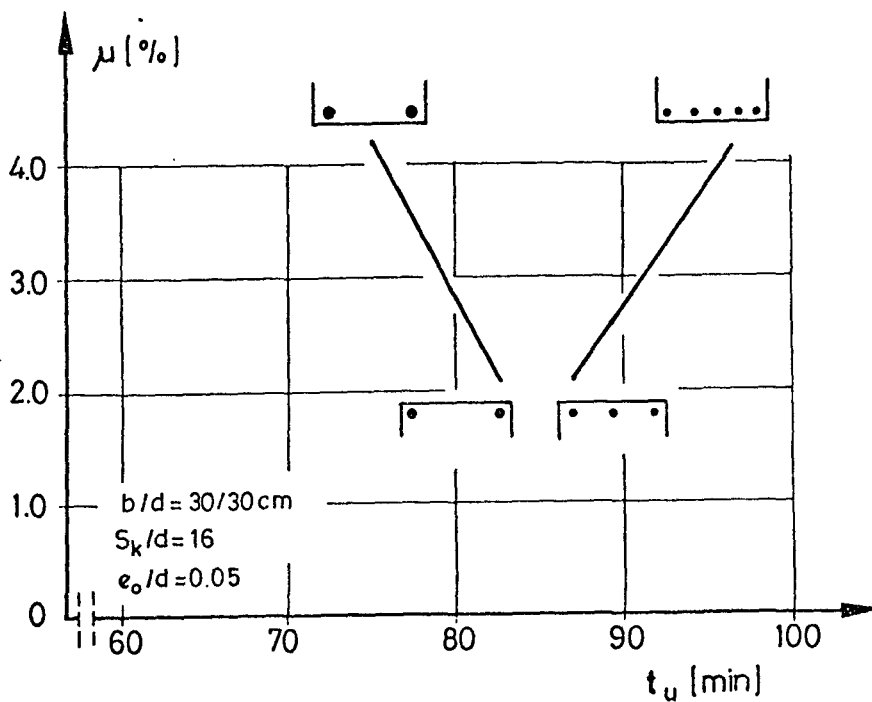


Bild 14: Einfluß des Bewehrungsgehalts und der Bewehrungsanordnung

5. Ausblick

5.1 Experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonstützen

Das Spektrum der Untersuchungen für Betone mit quarzitischen Zuschlägen und freier Dehnung der Längsachse wird mit Versuchen zum Einfluß

- der Bügelanordnung,
- der Teilbeflammung über den Umfang und längs der Stützenachse und
- einer Überbelastung

ergänzt und abgeschlossen.

Weitere experimentelle Untersuchungen an Stützen als Einzelbauteil werden

- den Einfluß kalzitischer Zuschläge,
- die Resttragfähigkeit nach bestimmter Branddauer und
- die Resttragfähigkeit nach erfolgter praxisgerechter Sanierung der Schäden nach bestimmter Branddauer

aufzeigen.

Einen Übergang zur Abschätzung des Gesamttragverhaltens sollen Versuche an Stahlbetonstützen unter Berücksichtigung der Steifigkeit der Stützen-/Riegel-Anschlüsse und praxisgerechter Kopfpunktverschiebungen und -verdrehungen darstellen. Hierbei sollen Aussagen über die Rotationsfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten gewonnen werden.

5.2 Numerische Erweiterungen

- Die numerische Analyse wird auf Stahlbetonbauteile mit kalzitischen Zuschlägen erweitert. Dazu gehört die computergerechte Formulierung der thermischen und mechanischen Materialgesetze.
- Eine allgemeine numerische Formulierung des mechanischen Verhaltens in wiedererkaltetem Zustand ist in Vorbereitung.
- Die temperaturabhängige Rotationsfähigkeit und die Möglichkeit der Normalkraftübertragung in 'plastischen Gelenken', sollen numerisch erfaßt werden.

6. Literaturverzeichnis

- [1] Deutscher Ausschuß für Stahlbetonbau: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen, Heft 220, 1972. - Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München-Düsseldorf.
- [2] Haß, R.; F. Hoffend, W. Klingsch, E. Richter: Berechnung des Erwärmungsverhaltens bekleideter Stahl- und Betonquerschnitte. - Bericht in Vorbereitung.
- [3] Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. - Dissertation TU Braunschweig, 1975. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig, Heft 33, 1976.
- [4] Klingsch, W.; Haksever, A.; Walter, R.: Brandversuche an Stahlbetonstützen - Versuchsergebnisse und numerische Analyse. - Arbeitsbericht 1975 - 1977, Sonderforschungsbereich 148, 1977.
- [5] Klingsch, W.: Rechnerische Untersuchungen zum Tragverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonstützen - Parameterstudie. - Arbeitsbericht 1975 - 1977, Sonderforschungsbereich 148, 1977.

Relaxationsverhalten von Stahlbetontragwerken
im Brandfall

von

Dr.-Ing. A. Haksever

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung, Allgemeines	2
2. Problemstellung	2
3. Relaxationsverhalten von Stahlbetonstützen im Brandfall . . .	2
3.1 Vergleich der Versuchs- und Rechenergebnisse	2
3.1.1 Versuche mit großen Probekörpern	2
3.1.2 Versuche mit kleinen Probekörpern	4
4. Grundlagen der Berechnung	4
4.1 Durchführung einer Verformungsrechnung	4
4.2 Berücksichtigung der Erwärmungsgeschwindigkeit	5
4.3 Nachrechnung der dehnbehinderten Stahlbetonstützen . . .	7
5. Experimentelle Untersuchungen	9
5.1 Thermische Dehnung einer Stahlbetonstütze ohne Belastung	9
5.2 Entwicklung der Zwangskräfte unter geringeren Erwärmungs- bedingungen	11
5.3 Entwicklung der Zwangskräfte bei baupraktischen Randbe- dingungen	13
6. Relaxationsverhalten von Stahlbetonrahmenstützen	18
6.1 Versuchsplan und -ergebnisse	18
6.2 Rechenergebnisse	19
7. Zusammenfassung	24
8. Ausblick	25
9. Literatur	26

1. Einleitung, Allgemeines

In monolithisch errichteten Bauwerken stehen die Stahlbetonbauteile in der Regel mit den umgebenden Bauteilen in Interaktion. Die axialen Lagerungsbedingungen brandbeanspruchter Stützen leisten gegen die thermische Dehnung Widerstand. Der Grad der Dehnbehinderung wird dabei von der Steifigkeit der umgebenden Bauteile bestimmt. In diesem Aufsatz werden die Zwangskraftentwicklungen im Brandfall behandelt, die durch die starren Auflagerbedingungen (extreme Dehnbehinderung, z. B. durch eine Scheibe über der Stütze) hervorgerufen werden. Die Dehnbehinderung der brandbeanspruchten Stahlbetonstützen eines Rahmensystems ist infolge der Rahmensteifigkeit in üblichen Hochbauten gering. Die Rahmensteifigkeit bewirkt dabei keine nennenswerte Zwangskrafterhöhung, auch nicht infolge Umlagerungen.

2. Problemstellung

Im Rahmen einer Grundlagenforschung im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" wurden Untersuchungen zur rechnerischen und experimentellen Bestimmung der axialen Zwängungen der Stahlbetonstützen im Brandfall durchgeführt. Es haben sich sowohl bei der Feuerwiderstandsdauer als auch bei den entwickelten Zwängungen Diskrepanzen zwischen den Versuchs- und Rechenergebnissen ergeben. Im folgenden sollen diese Diskrepanzen und deren Ursachen diskutiert werden. Schließlich wird ein neuer Lösungsansatz vorgestellt.

3. Relaxationsverhalten von Stahlbetonstützen im Brandfall

3.1 Vergleich der Versuchs- und Rechenergebnisse

3.1.1 Versuche mit großen Probekörpern

Für zwei repräsentative Stahlbetonstützen aus der Versuchsreihe "Dehnbehinderung" ist die oben erwähnte Diskrepanz in Bild 3.1 dargestellt. Das Bild zeigt deutlich, daß die rechnerisch ermittelte Feuerwiderstandsdauer von der im Versuch erreichten Feuerwiderstandsdauer sehr stark abweicht. Als Ursache ist hier die in der Berechnung zu hoch ermittelte Zwangskraft anzusehen.

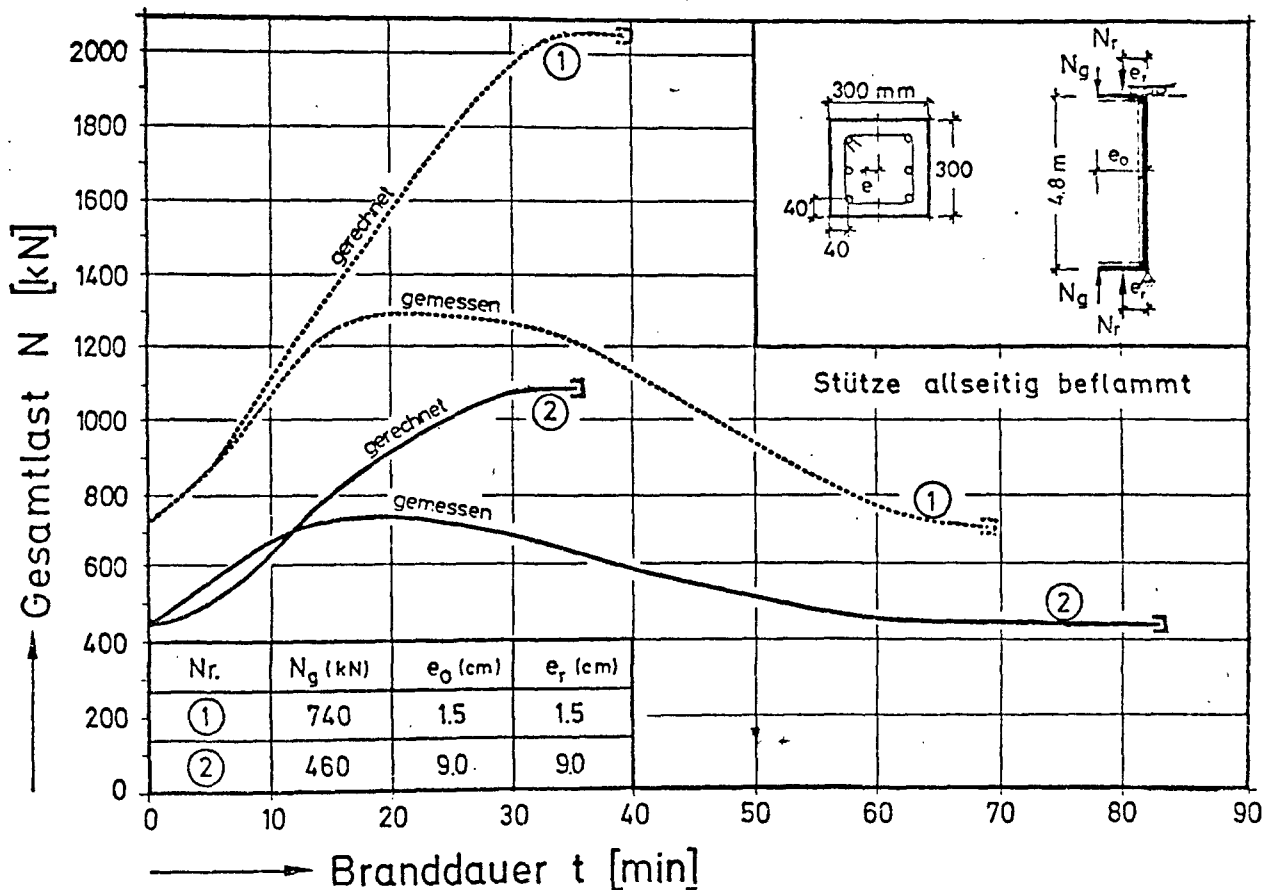


Bild 3.1: Zwangskraftentwicklung der dehnbehinderten Stahlbetonstützen
Versuchs- und Rechenergebnisse
 N_g - Gebrauchslast, N_r - Zwangskraft

Nach diesen Ergebnissen stellte sich die Frage, ob im Versuch die starr angenommene Auflagerbedingung eine totale Dehnbehinderung darstellt. Deshalb wurden zwei identische Stahlbetonstützen einem lastgesteuerten Versuch unterzogen, bei dem die Lasten in Abhängigkeit von der Zeit, die die Berechnung für den Fall der totalen Dehnbehinderung ergeben hatte, aufgebracht wurden. Die Ergebnisse dieser Versuche zeigten ebenfalls keine befriedigende Übereinstimmung, obwohl die prozentualen Abweichungen zwischen Versuch und Rechnung im Vergleich zu den weggesteuerten Versuchen geringer waren.

Die Ergebnisse deuten darauf hin, daß entweder in den Materialgesetzen oder in den statischen Grundlagen der Berechnung nicht alle wirksamen Parameter berücksichtigt wurden.

3.1.2 Versuche mit kleinen Probekörpern

Zur Überprüfung der oben erwähnten Hypothese wurden die an kleinen Probekörpern gemessenen thermischen Dehnungen mit dem gleichen Rechenprogramm nachgerechnet (die Versuchsergebnisse konnten sehr gut nachvollzogen werden [1]). Eine besondere Eigenschaft dieser Versuche war jedoch, daß die kleinen Prüfkörper verhältnismäßig langsam erhitzt wurden, so daß nur ein kleiner Temperaturgradient über den Querschnitt entstehen konnte.

4. Grundlagen der Berechnung

4.1 Durchführung einer Verformungsrechnung

Für eine Traglastberechnung im Brandfall sind prinzipiell folgende Parameter maßgebend:

- Temperaturgeschichte
- Spannungsgeschichte
- Verformungsgeschichte
- geometrische Geschichte

Die Berücksichtigung der Temperaturgeschichte ist im allgemeinen in den Fällen erforderlich, in denen der Brandraumtemperaturverlauf eine Abkühlphase zeigt.

Die Berücksichtigung einer Spannungsgeschichte ist deshalb erforderlich, weil die Ermittlung der aktuellen örtlichen Spannungen von der Spannungsverteilung des vorhergehenden Zeitschritts abhängt, wie es in Bild 4.1 dargestellt ist. Der Einfluß der Spannungsgeschichte auf eine Verformungsrechnung soll nach Untersuchungen in [2] klein sein. Nach einigen Autoren ist dieser Einfluß jedoch nicht zu vernachlässigen [3, 4]. In den vorliegenden rechnerischen Untersuchungen wurde eine Spannungsgeschichte noch nicht berücksichtigt.

Um die Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung erfassen zu können, ist die Berücksichtigung einer Verformungsgeschichte in der Berechnung unerlässlich.

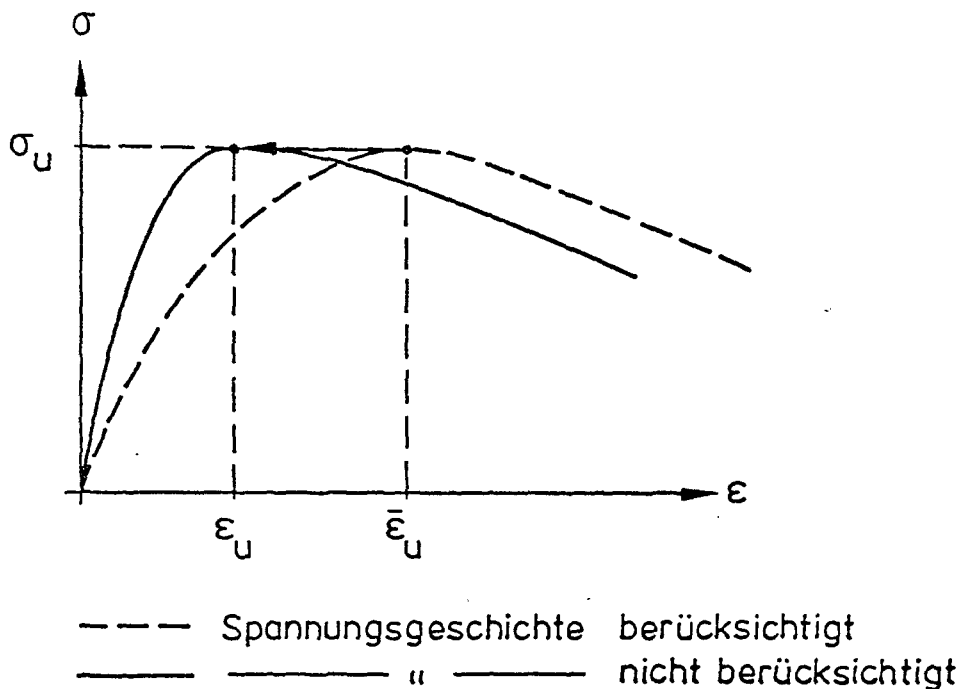


Bild 4.1: Einfluß der Spannungsgeschichte auf die Baustoffarbeitslinien [3]

Mit dem Begriff einer geometrischen Geschichte werden die zur Kraftübertragung beteiligten Querschnittselemente beschrieben. Die Berücksichtigung der geometrischen Geschichte erfolgt in der Berechnung in der Art, daß die zerdrückten Querschnittselemente bei der späteren Spannungsübertragung ausgeschlossen, wohl aber die zerrissenen Elemente im Fall eines späteren Schließens der Risse zur Aufnahme der Druckspannungen herangezogen werden. In Bild 4.2 ist die Entwicklung einer Querschnittsdegradation einer Stahlbetonstütze für eine natürliche Brandbeanspruchung dargestellt, wobei die Brandraumtemperaturkurve aus [10] übernommen wurde.

4.2 Berücksichtigung der Erwärmungsgeschwindigkeit

Aus den Versuchsergebnissen ist zu schließen, daß die verwendeten Rechengesetze alle maßgebenden Einflüsse für kleine Probekörper zutreffend berücksichtigen (vergl. Abschnitt 3.1.2), während dies bei den Versuchen mit großen Probekörpern wie den Stahlbetonstützen nicht der Fall ist.

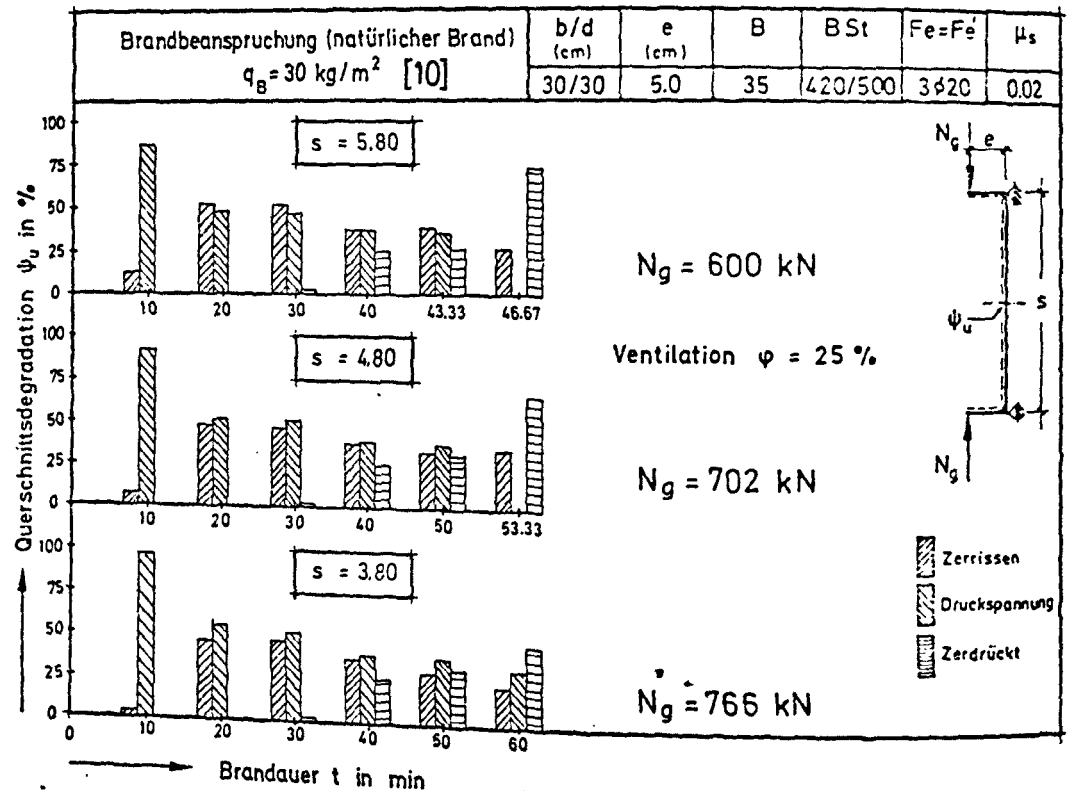


Bild 4.2: Darstellung der geometrischen GESchichte im mittleren Querschnitt einer Stahlbetonstütze, q_B - Holzkrippen-Brandlast

Die Erwärmungsgeschwindigkeiten sind in den Randzonen einer Stahlbetonstütze sehr viel größer als bei den kleinen Probekörpern. Dadurch treten in den Querschnitten der Großprobekörper erhebliche Temperaturgradienten auf [6]. Es ist bekannt, daß die festigkeitsmindernden kinetischen Reaktionen durch die Erwärmungsgeschwindigkeiten beeinflußt werden [7]. Dies könnte auch für die Temperaturdehnung der Baustoffe zutreffen. Wendet man diese Hypothese auf die thermische Dehnung des Betons an, so liegt es nahe, von einer verzögerten Temperaturdehnung bei erhöhter Erwärmungsgeschwindigkeit zu sprechen. Die bekannte Temperaturdehnung wäre dann mit einem Retardationsfaktor R_w zu koppeln (s. Bild 4.3).

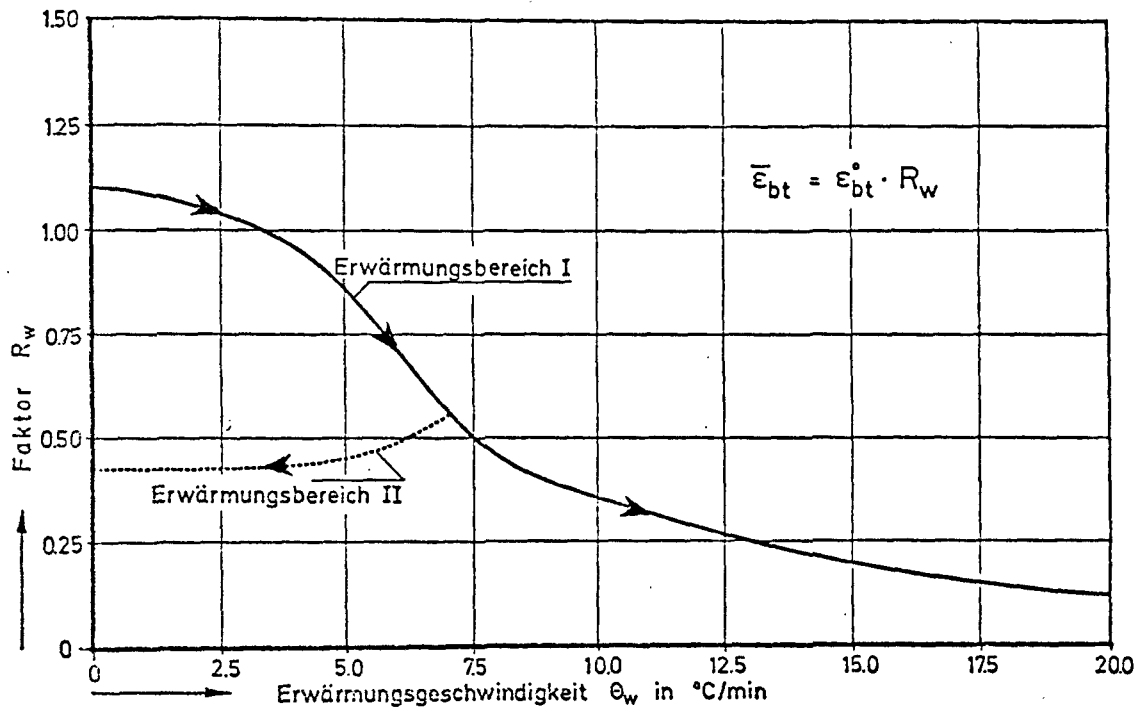


Bild 4.3: Modifizierung der thermischen Dehnung des Betons bei der höheren Erwärmungsgeschwindigkeit; der Kurvenverlauf in I entspricht steigender, der Verlauf in II fallender Erwärmungsgeschwindigkeit

4.3 Nachrechnung der dehnbehinderten Stahlbetonstützen

Die in Bild 3.1 dargestellten Stahlbetonstützen wurden jetzt mit dem hier vorgestellten neuen Rechenmodell nachgerechnet. In Bild 4.4 sind diese Ergebnisse den Versuchswerten gegenübergestellt. In der oberen Hälfte werden die Zwangskräfte in Abhängigkeit von der Branddauer gezeigt. Die Abweichungen sind mit dem verbesserten Rechenmodell erheblich kleiner geworden. Auch für die Verformungen im Bereich des gefährdeten Querschnitts läßt sich eine gute Übereinstimmung erkennen (vergl. untere Hälfte von Bild 4.4).

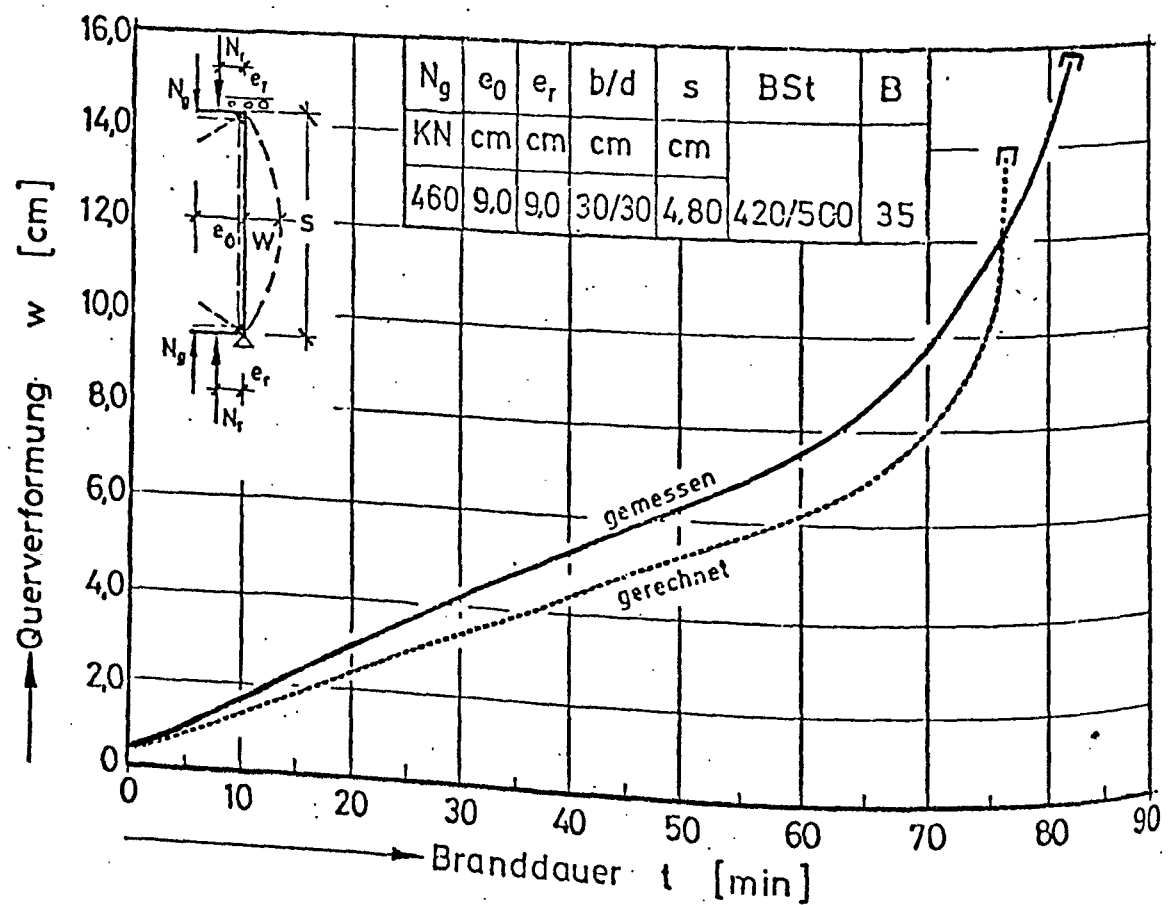
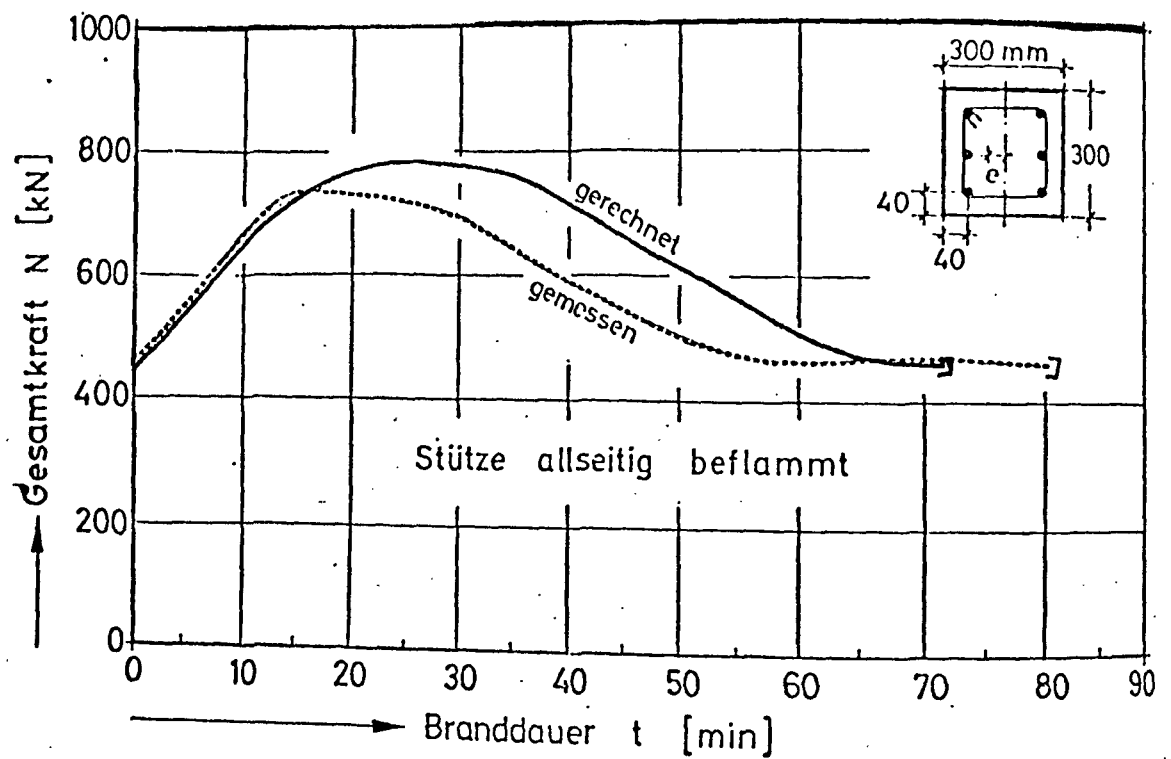


Bild 4.3: Nachrechnung der Relaxationsversuche mit dem verbesserten Rechenmodell
 N_g - Gebrauchslast, N_r - Zwangskraft

5. Versuche mit geringerer Erwärmungsgeschwindigkeit

5.1 Thermische Dehnung einer Stahlbetonstütze unter Eigengewicht

Die Untersuchungsergebnisse deuten darauf hin, daß die thermische Dehnung der Großprobekörper in der Berechnung vermutlich zu hoch ermittelt wird. Um auch diese Hypothese zu überprüfen, wurde eine Stahlbetonstütze unter Normbrandbedingungen zu einem Versuch herangezogen. Es wurde dabei die reine thermische Dehnung des Großprobekörpers unter Eigengewicht gemessen.

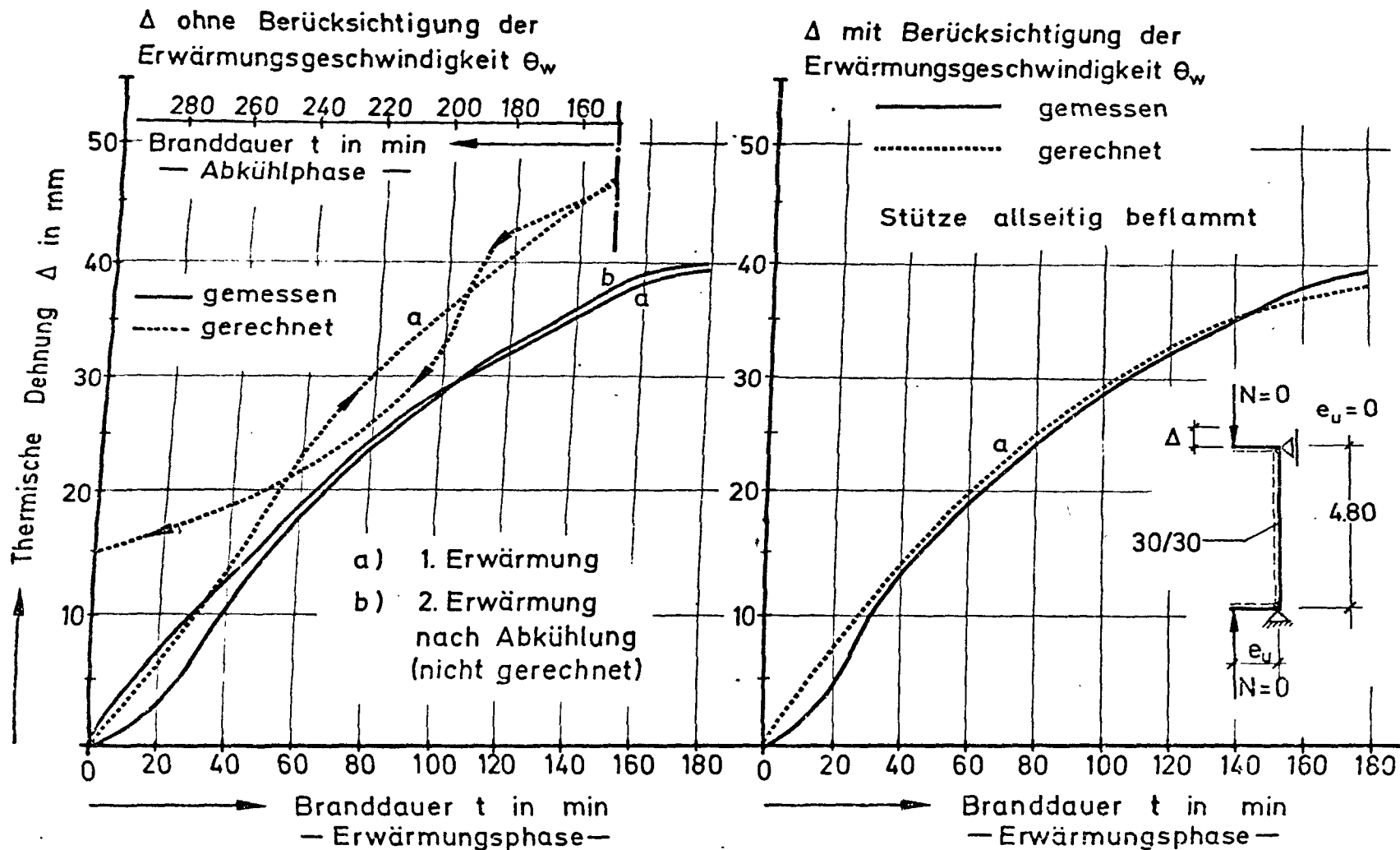
Auf der linken Hälfte des Bildes 5.1 sind die gemessenen thermischen Dehnungen der Stütze eingetragen. Kurve a zeigt die thermischen Dehnungen des ersten Erwärmungsversuchs, während Kurve b die thermischen Dehnungen der gleichen Stütze nach der Abkühlung im zweiten Erwärmungsversuch darstellt. Die erste Erwärmungsphase wurde in 3 Stunden abgeschlossen, die darauffolgende Abkühlphase nach dem Abstellen der Brenner dauerte etwa 24 Stunden. Während der Abkühlphase konnten die thermischen Dehnungen des Probekörpers wegen einer technischen Störung nicht gemessen werden. In der zweiten Erwärmungsphase wurden im Anfangsbereich der Erhitzung verhältnismäßig etwas geringere Dehnungen beobachtet. Dieser Effekt ist insbesondere durch die irreversible Wärmeleitfähigkeit des Betons in der Abkühlphase zu erklären.

Die gerechneten thermischen Dehnungen für den ersten Erwärmungsversuch wurden ebenfalls in Bild 5.1 dargestellt ⁺⁾ . Die Berechnung wurde zunächst ohne Berücksichtigung des Einflusses hoher Erwärmungsgeschwindigkeiten durchgeführt. Es zeigte sich, daß etwa nach 30 Minuten Branddauer Abweichungen zwischen der Berechnung und dem Versuch deutlich werden. Aus der Berechnung wurden höhere Dehnungen ermittelt als es im Versuch der Fall war.

Auf der rechten Hälfte des Bildes 5.1 wurden die gemessenen Dehnungen nach dem neuen verbesserten Modell errechneten Ergebnissen gegenübergestellt. Es kann festgestellt werden, daß die neue Theorie die Entwicklung der reinen thermischen Dehnungen bei großen Probekörpern gut wiedergibt. Im folgenden Abschnitt wird von einem anderen Versuch berichtet, der der neuen Theorie eine weitere Verifizierung vermittelt.

⁺⁾ Der zweite Erwärmungsversuch wurde nicht nachgerechnet.

Bild 5.1: Gemessene und gerechnete thermische Dehnungen einer Stahlbetonstütze unter Eigengewicht



5.2 Entwicklung der Zwangskräfte unter geringeren Erwärmungsbedingungen

In der programmgesteuerten Berechnung werden die Materialgesetze verwendet, die aus den Versuchen an kleinen Probekörpern bei geringen Erwärmungsgeschwindigkeiten - $\dot{\Theta}_w = 2 \text{ K/min}$ - gewonnen wurden [8]. Um die Großversuchsbedingungen an die Erwärmungsbedingungen der kleinen Probekörper anzupassen und auch die Einflüsse aus der hohen Erwärmungsgeschwindigkeit an das Hochtemperaturkriechen des Betons auszuschließen, wurde ein neuer Versuch durchgeführt. In diesem Versuch wurden die Brandraumtemperaturen so gesteuert, daß sich in den Randzonen des Querschnitts eine Erwärmungsgeschwindigkeit von 4 bis 5 K/min ergab.

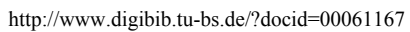
In Bild 5.2 sind auf der rechten Seite die im Versuch gesteuerten Brandraumtemperaturen eingezeichnet. Es ergibt sich eine Erwärmungsrate von 4 - 5 K/min im Brandraum. Der Erwärmungsversuch dauerte 3 Stunden; anschließend wurde eine Abkühlphase im Brandraum mit einem Rückgang der Temperaturen von 15 K/min simuliert.

Auf der linken Seite des Bildes 5.2 wurden die aus den gemessenen Temperaturen ermittelten Erwärmungsgeschwindigkeiten und zum Vergleich die Rechenergebnisse dargestellt. Es wird deutlich, daß an keiner kritischen Stelle des Querschnitts die Erwärmungsgeschwindigkeiten größer als 5 K/min werden. Außerdem existiert zwischen Rechnung und Versuch eine gute Übereinstimmung in Punkt B ⁺⁾ . Eine ähnlich gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch wird auch in Bild 5.3 deutlich, in dem die Temperaturverläufe auf der Hauptsymmetrieachse des Querschnitts dargestellt sind. Es ist erkennbar, daß sich die Ergebnisse auch während der Abkühlphase in gutem Einklang befinden. Dies ist ein deutlicher Beweis für die Verifizierung der entwickelten irreversiblen thermischen Materialgesetze (Wärmeleitfähigkeit bzw. Temperaturleitzahl des Betons).

Die Ergebnisse des Zwangskraftverlaufs und der Verformungen des durchgeführten Versuchs werden auf dem Bild 5.4 dargestellt. Auf der linken Seite des Bildes 5.4 sind die gemessenen und gerechneten Gesamtkräfte der Stütze eingetragen.

⁺⁾ In Punkt A wurden die Temperaturen nicht gemessen.

- 125 -



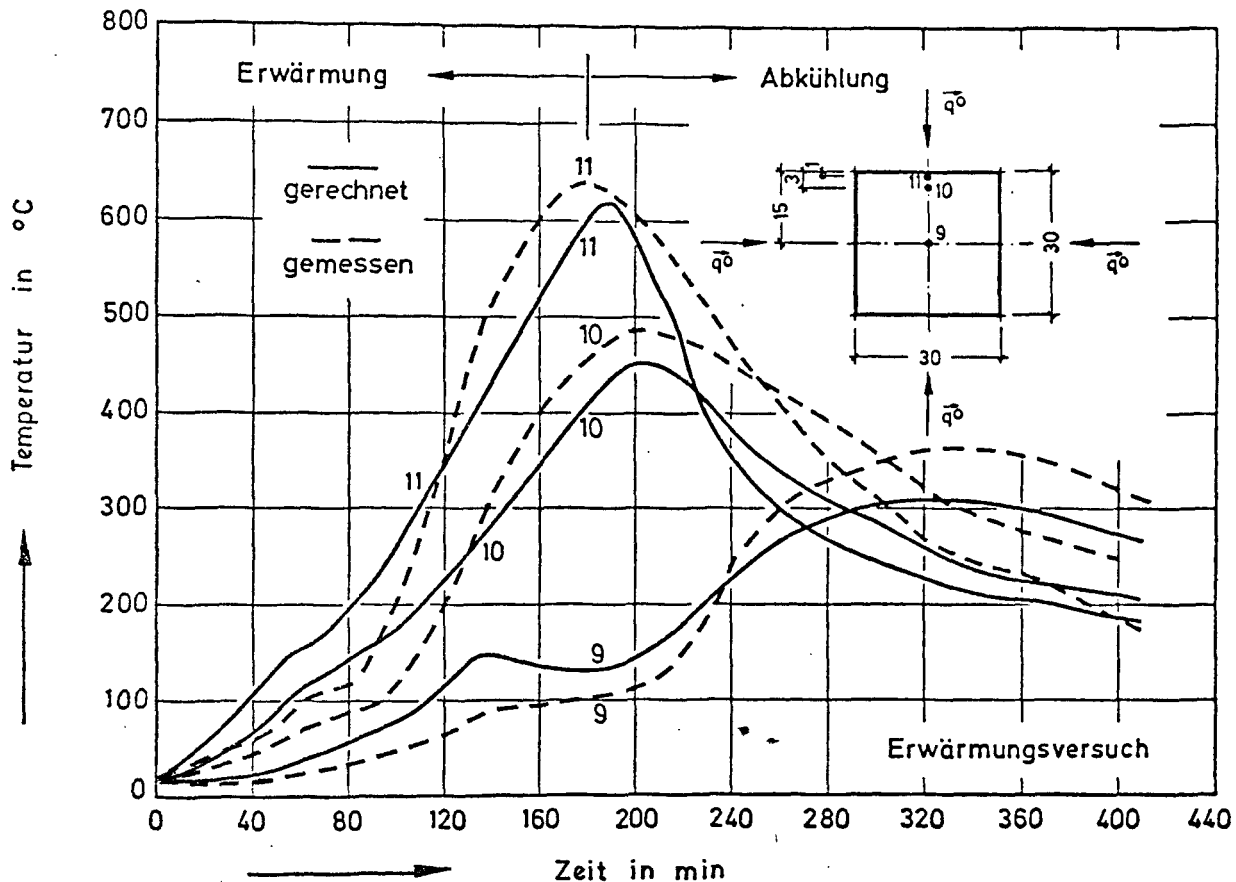


Bild 5.3: Gemessene und gerechnete Bauteiltemperaturen

Noch bessere Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Rechenergebnissen ließen sich dadurch erzielen, daß nach einer realistischen Abschätzung ein bestimmter freier Dehnweg δ_m bei der Berechnung der Zwangskräfte mit berücksichtigt wurde.

Eine gute Übereinstimmung wurde auch bei der Berechnung der Querbiegungen erzielt, die auf der rechten Seite des Bildes 5.4 dargestellt sind.

5.3 Entwicklung der Zwangskräfte bei baupraktischen Randbedingungen

In Anlehnung an den Standardfall der Stabknickung nach DIN 1045 wurde eine Stahlbetonstütze mit gleichgerichteten und gleichgroßen Kopf- und Fußmomenten im Brandversuch geprüft. Um wirklichkeitsnahe Auflagerbedin-

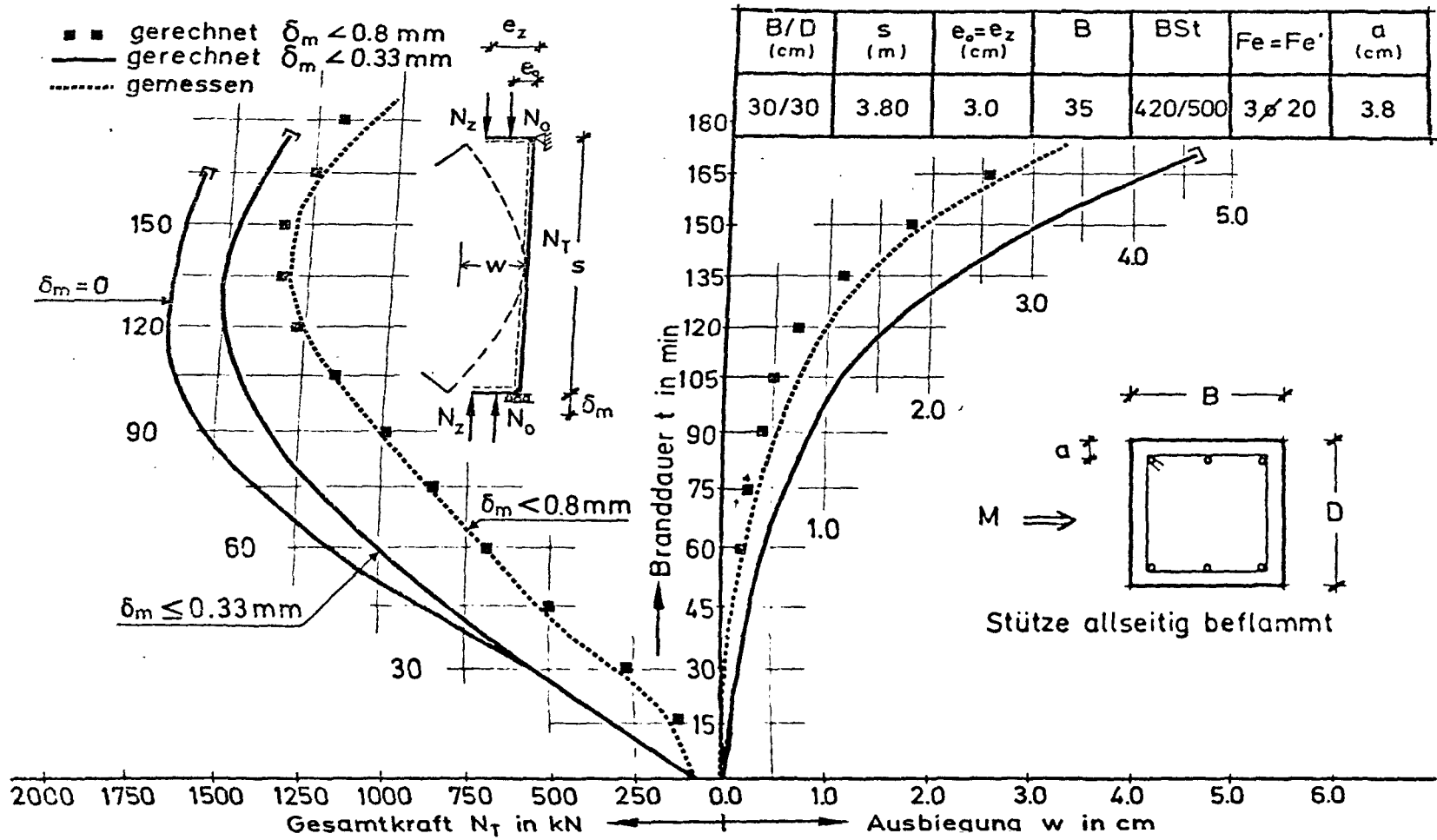


Bild 5.4: Entwicklung der Zwängungskräfte und Ausbiegungen einer Stahlbetonstütze bei einer geringeren Erwärmungsgeschwindigkeit

gungen zu berücksichtigen, wurden die Momente zeitlich veränderlich angesetzt.

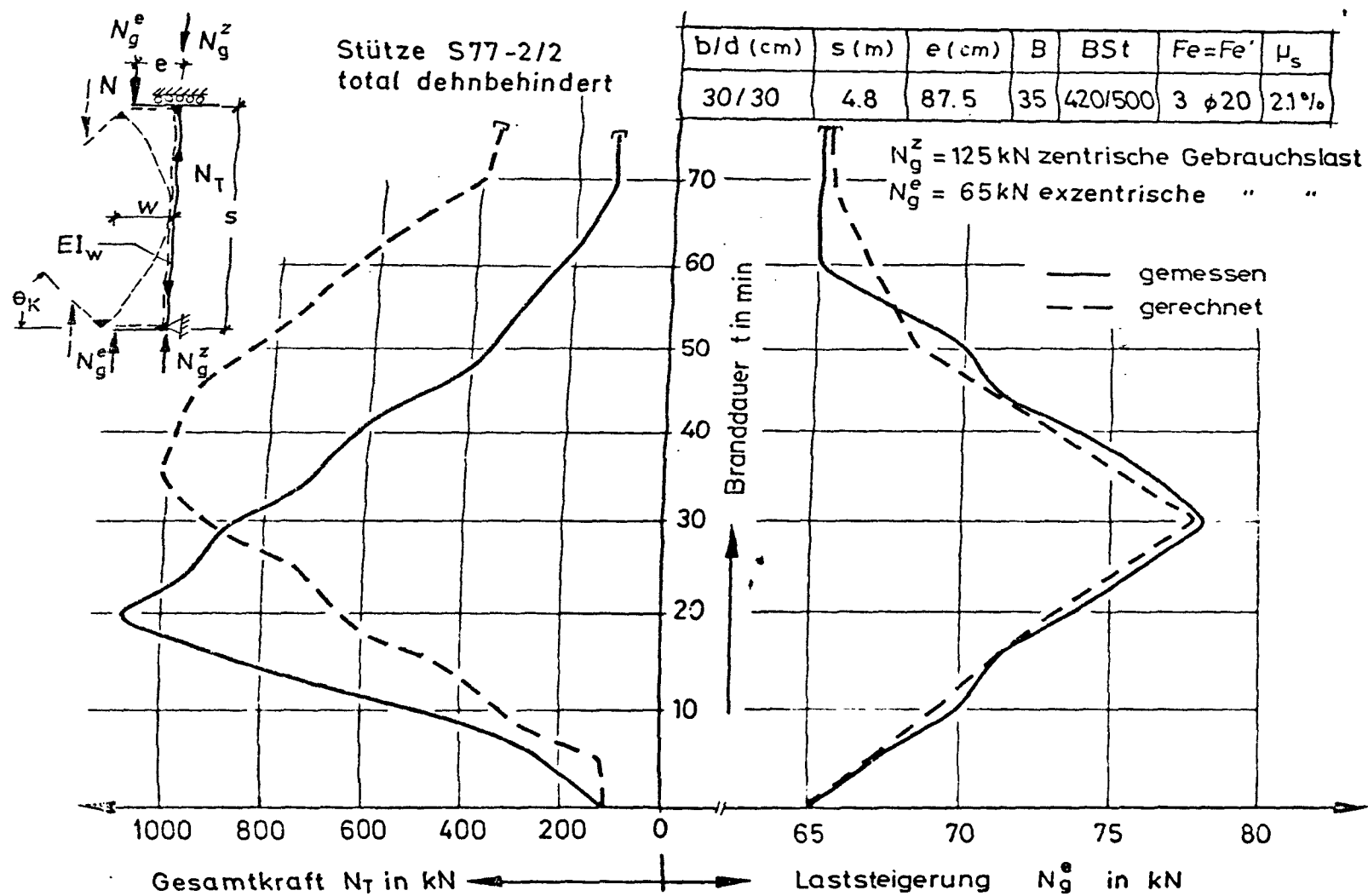
Eine Vorstudie an einhüftigen Rahmenstützen unter Dehnbehinderung hat gezeigt [9], daß die Rahmeneckmomente bis zu 30 % über ihre ursprüngliche Größe ansteigen können. Im Versuch wurden die exzentrischen Gebrauchslasten so gesteuert, daß eine Interaktion mit den Anschlußbauteilen in ähnlicher Weise wie unter den baupraktischen Verhältnissen simuliert werden konnte.

Auf der rechten Seite des Bildes 5.5 ist der Verlauf der exzentrischen Gebrauchslasten während der Branddauer aus Versuch und Rechnung gegenübergestellt. Kopf- und Fußmomente wurden bis zu 30 min Branddauer linear gesteigert; danach folgte ein Rückgang bis zu 60 min Branddauer auf die ursprünglichen Werte.

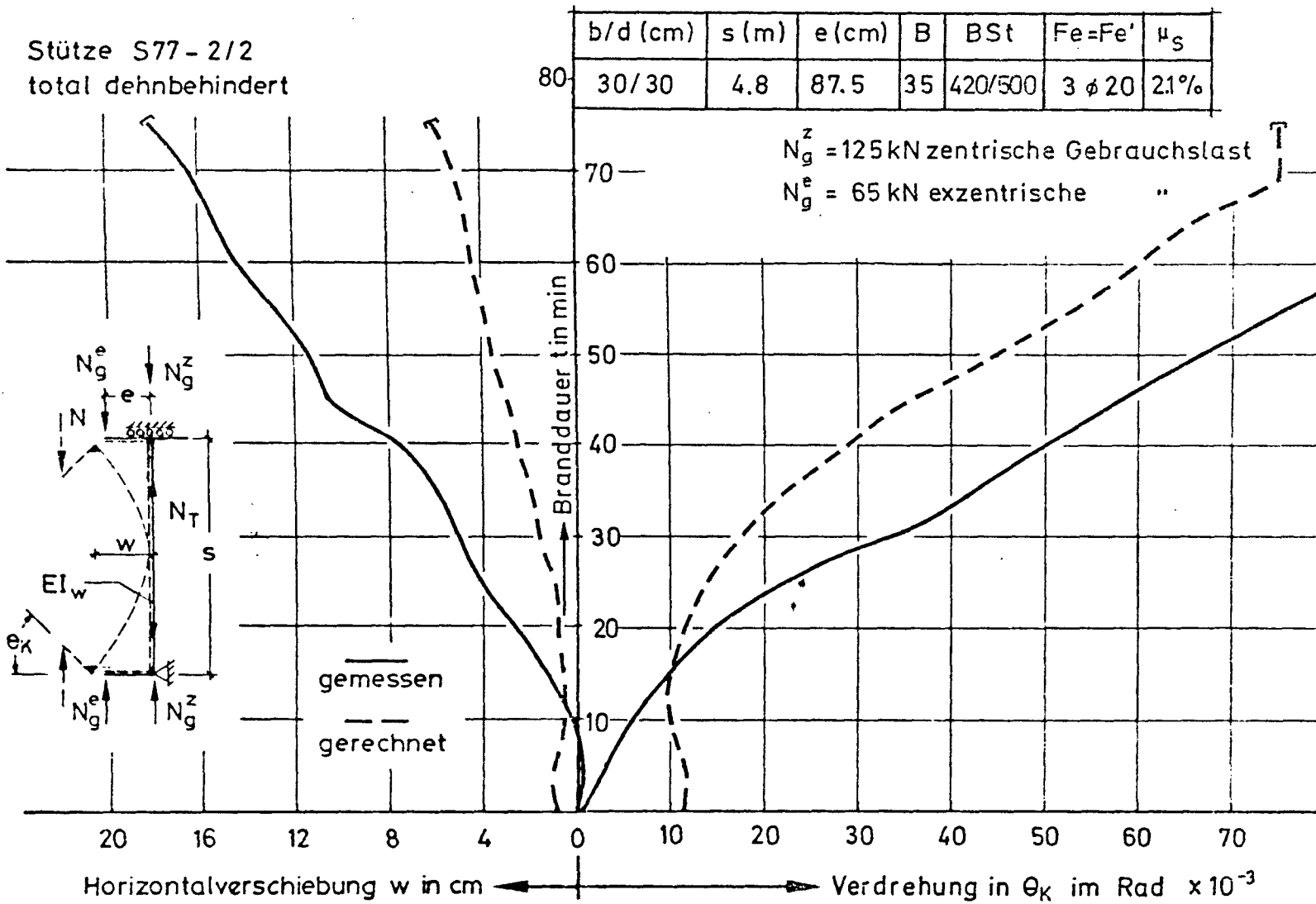
Auf der linken Seite des Bildes 5.5 sind die gemessenen und gerechneten Zwängungen in der Stützenachse eingetragen. Die Größe der Zwängungskraft stimmte in Rechnung und Versuch gut überein; in der Rechnung ergab sich das Maximum der Zwangskraft zeitlich verzögert.

Bild 5.6 zeigt die gerechneten und gemessenen Verformungen der gleichen Stahlbetonstütze. Eine zeitliche Verschiebung ist zwischen den gerechneten und gemessenen Verdrehungen am Stützenkopf zu beobachten. Daß die gemessenen und gerechneten Verformungen bis zu 10 Minuten Branddauer geringfügig rückläufig sind, ist mit der Abnahme der Exzentrizitäten bei stark steigenden Zwangskräften zu erklären. Nach dieser Branddauer gewinnt jedoch der Einfluß der ausmittigen Gebrauchslast an Bedeutung. Bei der Nachrechnung der Querbiegungen wurde jedoch keine gute Übereinstimmung erzielt, obwohl die Feuerwiderstandsdauer der Stahlbetonstützen zutreffend berechnet werden konnte. Für diese Diskrepanz spielen verschiedene Parameter - benutzte Werkstoffgesetze, zeitliche Verschiebung der Zwangskräfte (s. Bild 5.5), funktionale Abhängigkeit des R_w -Faktors - eine Rolle und müssen künftig intensiv und eingehend untersucht werden.

Bild 5.5: Entwicklung der Zwängungskräfte einer Stahlbetonstütze bei Simulation einer veränderlichen Interaktion



Stütze S77-2/2
total dehnbehindert



6. Relaxationsverhalten von Stahlbetonrahmenstützen

6.1 Versuchsplan und Rechenergebnisse

Im ablaufenden Förderungszeitraum von 1977 - 1980 wurden drei einhüftige Stahlbetonrahmen geprüft, bei denen die Rahmenstützen total dehnbehindert waren. Die Randbedingungen und Versuchsergebnisse der geprüften Rahmen sind in Tabelle 6.1 zusammengestellt. Bei allen Rahmen wurde der Riegel dreiseitig beheizt.

Rahmen	Beflammung der Stütze	Feuerwiderstandsdauer		Bemerkungen
		Versuch	Rechnung	
R 77-2	allseitig	70	85/75 ⁺⁾	Eckabplatzung 15. min. großflächig. Freilegen der Eck-eisen auf mittlerem Drittel.
R 77-3	allseitig	95	85	Materialbruch. Normaler Versuchsablauf
R 78-1	dreiseitig (Zugzone geschützt)	80	95/85 ⁺⁾	Eckabplatzung 14. min., Freilegen des Eckeisens von unten in 2 m Höhe und Länge von 1,50 m. Stabilitätsbruch

⁺⁾ bei Berücksichtigung der Abplatzungen

Tabelle 6.1: Angaben über die durchgeführten Relaxationsversuche an Stahlbetonrahmen

Bei dem Rahmenversuch R 77-2 wurden nach 15 min Branddauer starke Eckabplatzungen an der Rahmenstütze beobachtet. Die Abplatzungen sind in der Druckzone entstanden und erstreckten sich im mittleren Bereich der Stütze auf einer Länge von 2 m. Dadurch wurden die Eckeinlagen freigelegt. Außerdem verlor die Rahmenstütze an Querschnitt.

Die Feuerwiderstandsdauer des Probekörpers wurde jedoch unter Berücksichtigung der Abplatzungen nachgerechnet. Die Versuchsergebnisse konnten aber nur beschränkt zur Auswertung herangezogen werden.

Der Versuch des Rahmens R 77-3 ist ohne Beanstandung verlaufen, und deshalb liefern die Versuchsergebnisse gute Anhaltspunkte zur Absicherung der entwickelten Theorie.

Bei dem Rahmenversuch R 78-1 wurden nach 15 min Branddauer im unteren Drittel der Rahmenstütze Eckabplatzungen auf einer Länge von 50 - 70 cm

beobachtet, die die Stahleinlagen in der Druckzone freisetzen. Dieser Versuch wurde auch mit und ohne Berücksichtigung der Abplatzungen gerechnet (siehe Bild 6.5).

6.2 Gegenüberstellung der Versuchs- und Rechenergebnisse

Auf dem Bild 6.2 sind die gemessenen Zwangskräfte des Rahmens R 77-3 dargestellt.

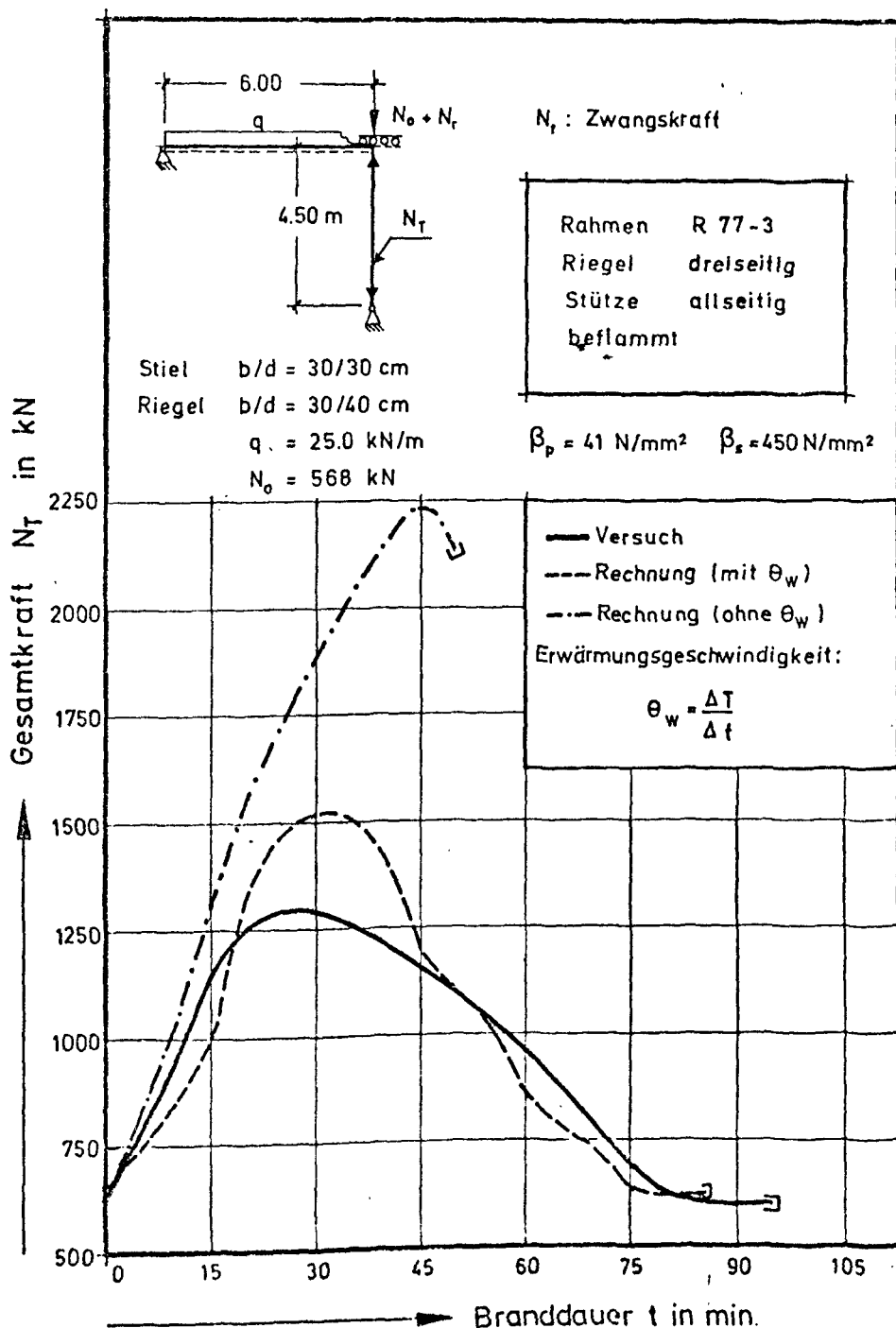


Bild 6.2: Gemessene und gerechnete Zwängungen der Rahmenstütze R 77-3

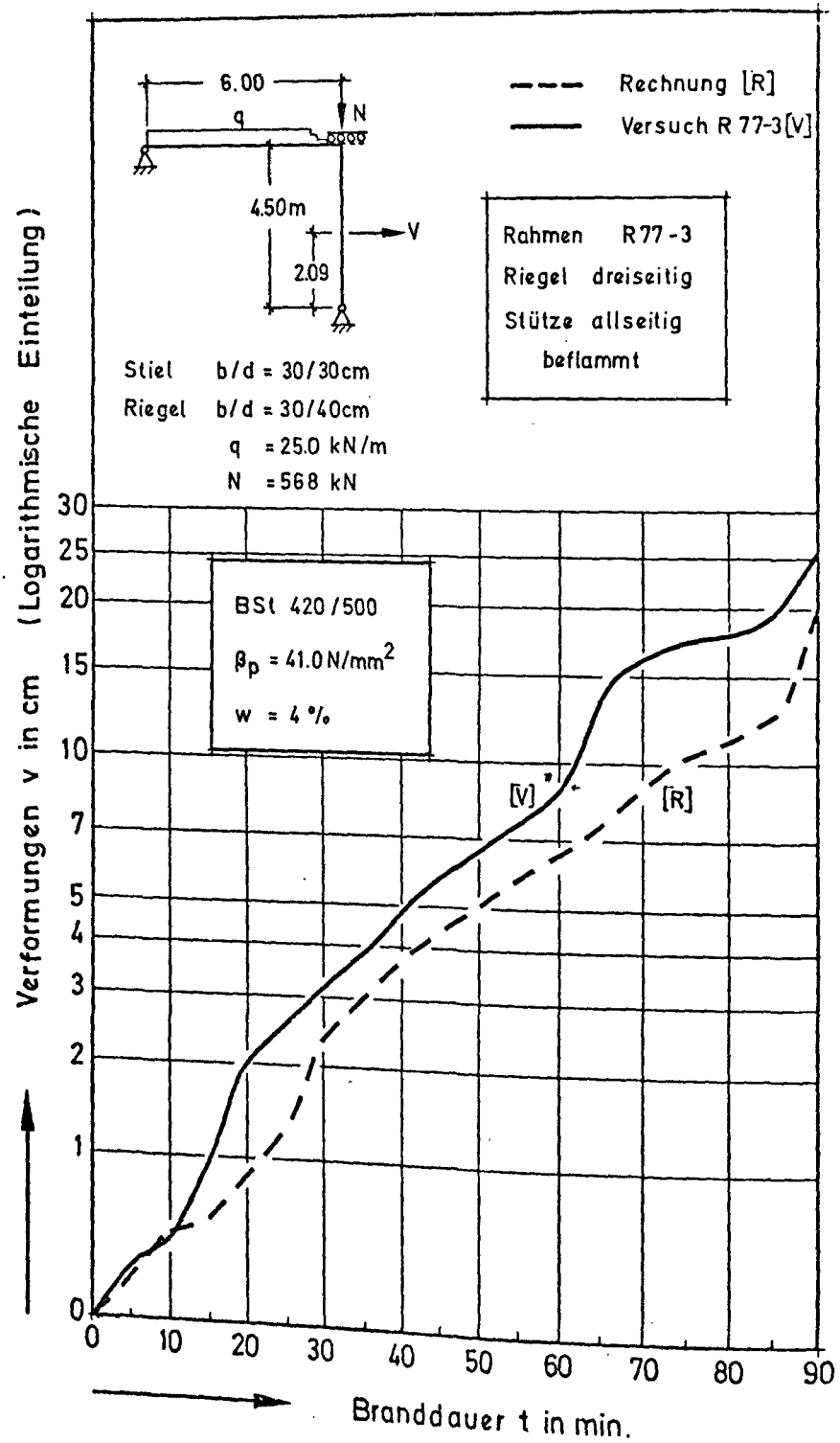


Bild 6.3: Gemessene und gerechnete Stützenverformungen des Rahmens R 77-3

Der Verlauf der Zwangskräfte zeigt ein ähnliches Bild wie in den Stützenversuchen. Die gemessenen Zwangskräfte steigen bis zu 30 min Branddauer an und erreichen ein Maximum von 180 % der ursprünglichen Gebrauchslast. Für den abfallenden Ast der Zwangskräfte spielen insbesondere folgende zwei Parameter eine Rolle: das Kriechen des Betons bei den hohen Temperaturen und Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung, so daß trotz des Ansteigens der Temperaturen ein Rückgang der Zwangskräfte beobachtet wird.

Auf dem gleichen Bild 6.2 sind die gerechneten Zwangskräfte eingetragen. Die Zwangskräfte wurden einmal ohne und einmal mit Berücksichtigung der Einflüsse aus einer hohen Erwärmungsgeschwindigkeit berechnet. Man erkennt, daß mit dem verbesserten Rechenmodell recht zufriedenstellende Ergebnisse erzielt worden sind.

In der Berechnung wurde eine in Abschnitt 5.2 diskutierte freie Dehnung nicht berücksichtigt, wodurch eine bessere Übereinstimmung erwartet werden kann.

In Bild 6.3 sind die gemessenen und gerechneten Querverbiegungen der Rahmenstütze R 77-3 dargestellt. Man erkennt, daß auch bei der Bestimmung der Verformungen eine gute Übereinstimmung mit dem Versuch existiert.

Bild 6.4 dagegen stellt die vertikalen Verformungen des Riegels aus dem Versuch denen der Rechnung gegenüber. Interessant ist die Beobachtung, daß die Riegelverformungen nach Branddauern > 60 Minuten weit- aus kleiner sind als die Stützenverformungen. Dies ist ein deutlicher Hinweis auf die Verformungswilligkeit der Rahmenstütze unter hohen Zwangskräften.

In Bild 6.5 sind die Ergebnisse des Rahmens R 78-1 dargestellt, dessen Stütze dreiseitig von der Innenseite des Rahmens her beflammt worden war. Der Versuch ergab eine Feuerwiderstandsdauer von 80 Minuten. Damit liegt dieses Ergebnis um 10 min über der Feuerwiderstandsdauer des Rahmens R 77-2, bei dem die Rahmenstütze allseitig beflammt wurde (vergl. Rahmen R 77-2, Tabelle 6.1).

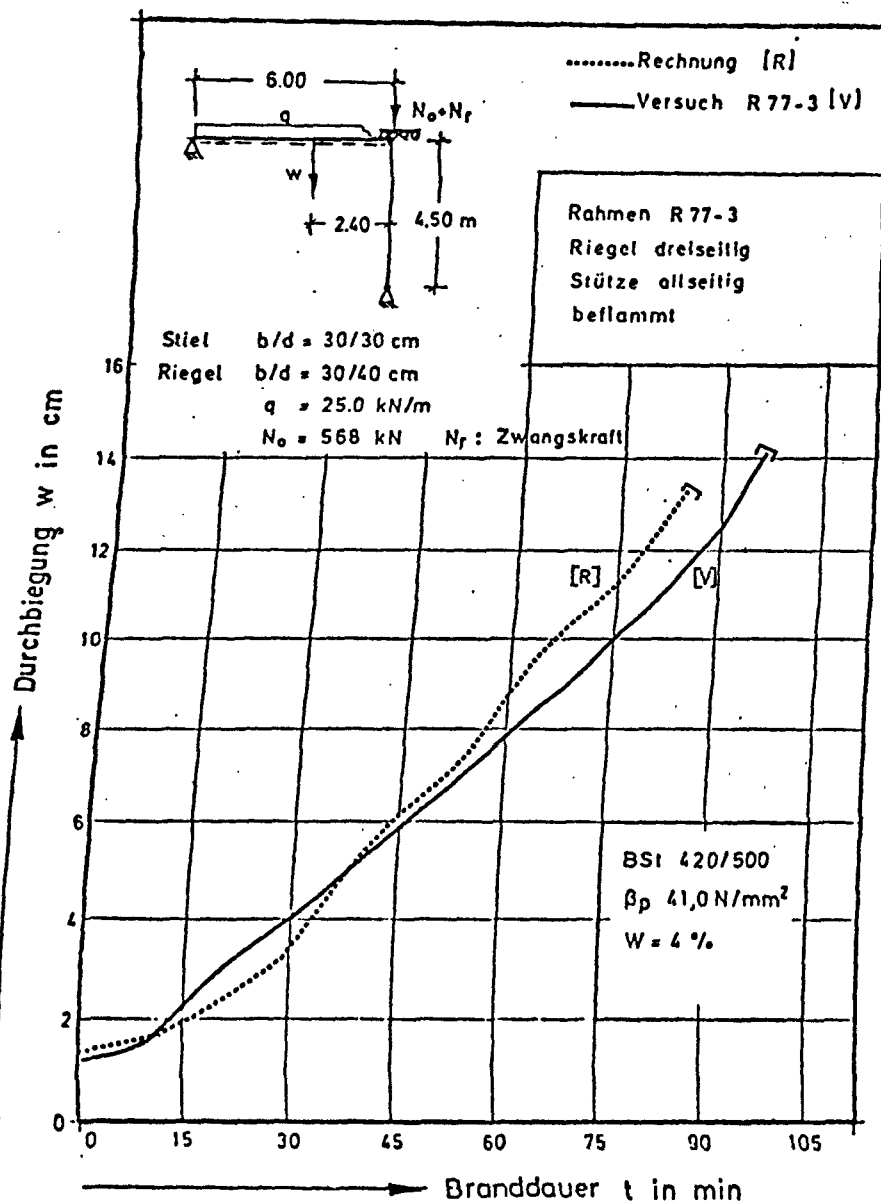


Bild 6.4: Gemessene und gerechnete Riegelverformungen des Rahmens R 77-3

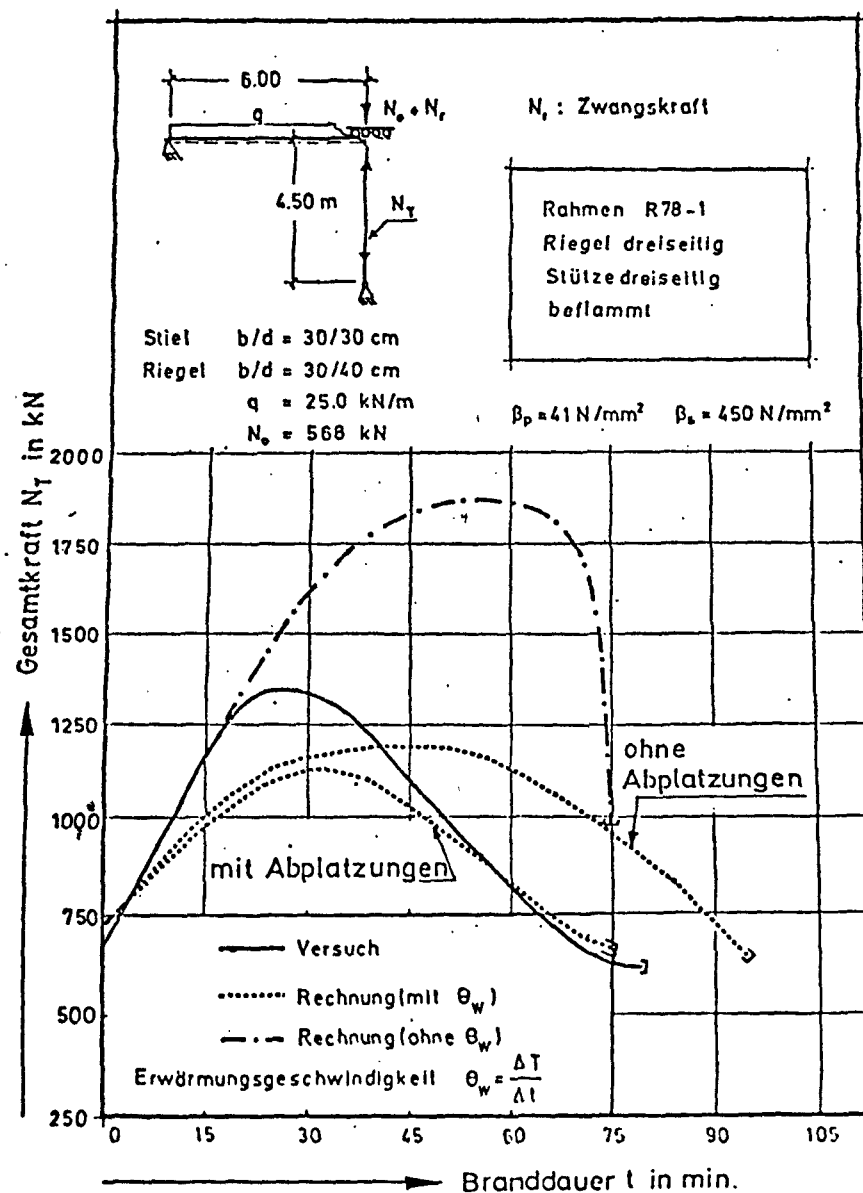


Bild 6.5: Entwicklung der Zwängungskräfte von Rahmen-Stütze R 78-1, Versuchs- und Rechenergebnisse

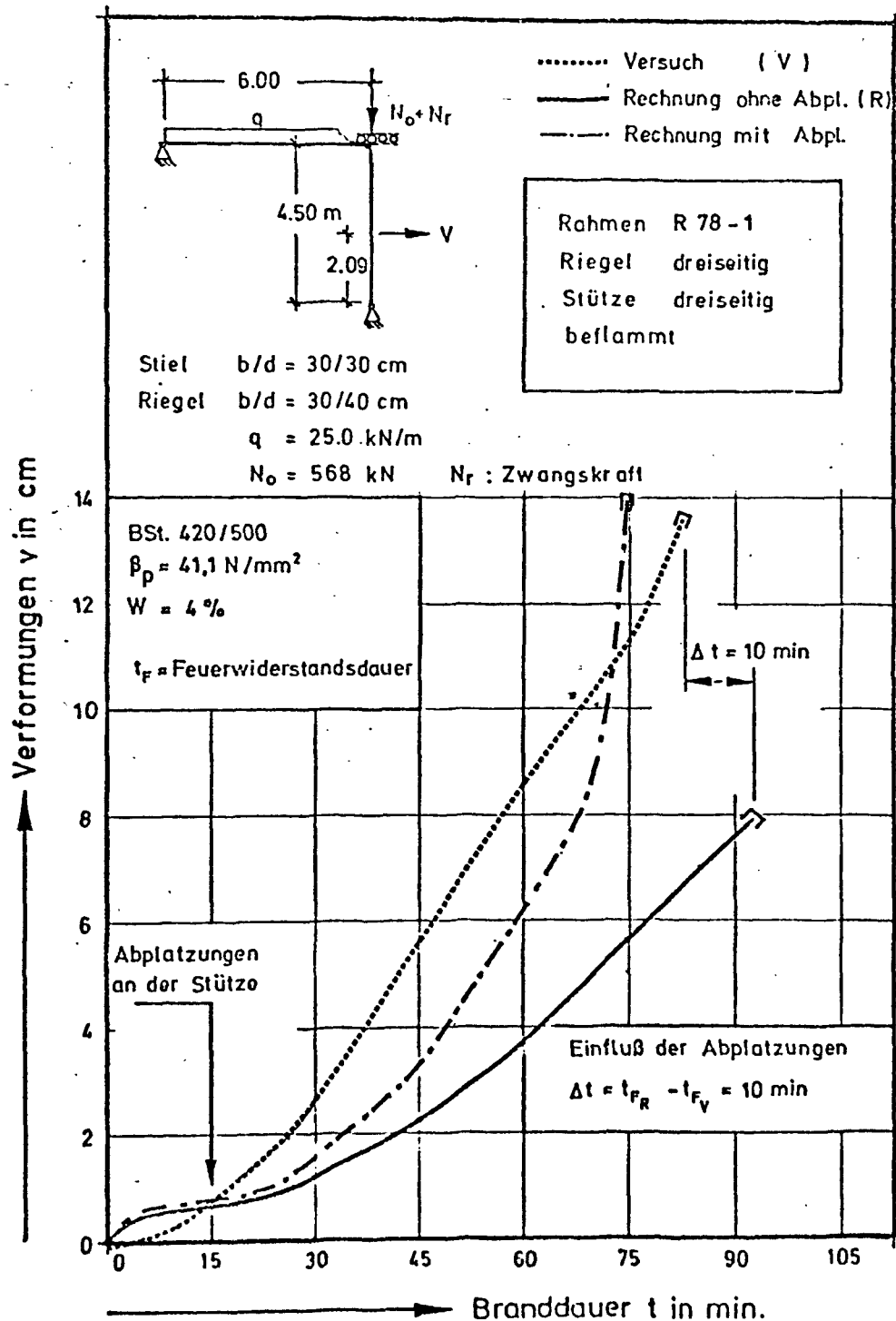


Bild 6.6: Entwicklung der Querverformungen an der Rahmenstütze R 78-1
 Versuchs- und Rechenergebnisse

In Bild 6.5 sind die nach den beiden Rechenmodellen ermittelten Rechenergebnisse eingetragen. Es wird deutlich, daß mit dem verbesserten Rechenmodell zufriedenstellende Ergebnisse erzielt werden. Die Einflüsse der Abplatzungen auf die Entwicklung der Zwangskräfte werden in der Berechnung deutlich.

Der Einfluß der Abplatzungen auf die Querbiegungen der Rahmenstütze ist in Bild 6.6 besonders deutlich zu erkennen. Die durchgeführte Berechnung zeigt, daß die Querschnittsdegradation und schnelle Erwärmung der Stahleinlagen ein schnelleres Ansteigen der Querverformungen nach dem Abplatzvorgang bewirken. Man erkennt außerdem, daß sich durch die Abplatzungen die Feuerwiderstandsdauer des Tragwerks um etwa 10 bis 15 Minuten verkürzt.

7. Zusammenfassung

Aus den Untersuchungen ergaben sich für das Relaxationsproblem nachstehende Folgerungen:

- Im Brandfall treten bei dehnbehinderten Druckgliedern hohe Kriechvorgänge auf, so daß die Zwängungen mäßig ansteigen (s. § 6.2).
 - Ein bestimmter Anteil der thermischen Dehnung kann möglicherweise kraftlos dehnbehindert werden (freier Platz durch inneres Rißvolumen).
 - Bei den Kriechverformungen spielen sehr wahrscheinlich die örtlichen Erwärmungsgeschwindigkeiten eine Rolle.
 - Unter hohen Zwangskräften ist eine Abnahme der Dehnsteifigkeiten der Bauteile zu verzeichnen
 - Dagegen ist eine Zunahme der Verformbarkeit der Bauteile und der Festigkeiten der Baustoffe zu erwarten (vergl. § 6.2, S. 21, vorletzter Absatz).
 - Die Biegebeanspruchbarkeit des Bauteils erhöht sich, so daß durch hohe Querbiegungen die Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung auf die thermische Dehnung des Bauteils vermindern wirksam werden und sich dadurch geringere Zwangskräfte aktivieren lassen.
 - Die wirklichkeitsnahe Nachrechnung der axialen Zwangskräfte der dehnbehinderten Bauteile kann allein durch das Erhöhen des Hochtemperaturkriechanteils in den Materialgesetzen nicht vorgenommen werden.
- Dies hat zur Folge, daß in dem dehnbehinderten Bauteil eine vorzeitige Erweichung erzwungen wird, so daß die rechnerische Feuerwiderstandsdauer des Bauteils zu gering ermittelt wird.

Die Nachrechnung von kleinen Probekörpern befriedigt, weil dort keine Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung vorliegen.

8. Ausblick

Der Einfluß der Erwärmungsgeschwindigkeit wurde in der Berechnung zunächst empirisch berücksichtigt. Dieses Vorgehen hat letztlich zu der Entwicklung einer modifizierten Bestimmungsgleichung für die thermische Dehnung des Baustoffs Beton geführt, wodurch das veränderte Dehnungsverhalten bei höheren Erwärmungsgeschwindigkeiten besser berücksichtigt wird.

Es ist z. Z. noch nicht geklärt, ob das unterschiedliche Temperaturverhalten kleiner Proben und solcher mit großen Querschnitten nur auf die unterschiedlichen Erwärmungsgeschwindigkeiten zurückzuführen ist oder ob es auch durch unterschiedliche Temperaturgradienten beeinflusst wird. Diesbezüglich sind weitere Erwärmungsversuche notwendig.

Die Annahme eines freien Dehnweges δ_m liefert zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Versuche und der Rechnungen. Vergleichende theoretische Untersuchungen haben gezeigt, daß durch Vorgabe eines $\delta_m \geq 0,3$ mm zumindest für Versuche mit geringeren Erwärmungsgeschwindigkeiten gute Resultate bei der Beschreibung des Bauteilverhaltens erzielt werden können.

Relaxationsversuche mit einer bestimmten vorgegebenen freien Dehnung sollen daher auch bei höheren Erwärmungsgeschwindigkeiten durchgeführt werden. Aus diesen Versuchen werden bessere Übereinstimmungen zwischen Versuch und Rechnung erwartet (vergl. A 2 - 1).

Zur Zeit werden auch Arbeiten fortgesetzt, die sich mit der Nachrechnung der durchgeführten Relaxationsversuche nach den im Ausland entwickelten Materialgesetzen [3] beschäftigen. Es besteht eine gute Zusammenarbeit mit Forschern aus anderen Ländern, so daß auf das Relaxationsproblem der Großprobekörper im Brandfall in absehbarer Zukunft eine befriedigende Antwort gegeben werden kann (vergl. A 1 - 9).

9. Literatur

- [1] Haksever, A.:
Vom Relaxationsverhalten der dehnbehinderten Stahlbetonstützen
Kolloquium SFB-148 April 1979 TU Braunschweig
- [2] Richter, E.:
Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit von im Spannbett vorge-
spannten Spannbetonbalken unter Brandbelastung gem. DIN 4102, Teil 2.
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der TU Braunschweig (in Vorbereitung)
- [3] Anderberg, Y.:
Fire exposed hyperstatic concrete Structures
Lund Institute of Technology (1978)
- [4] Anderberg, Y., Thelandersson, S.:
Stress and deformation characteristics of concrete in high
temperatures, Lund Institute of Technology (1976)
- [5] Haksever, A.:
Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen
Bränden. Bericht in Vorbereitung (1980)
- [6] Kordina, K.: Über das Brandverhalten von Bauteilen und Bau-
werken, Rheinisch-Westfälische Akademie der Wissenschaften
(1974) CIB W 14 /80/46 (D)
- [7] Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen
in Normalbetonen, Dissertation TU Braunschweig, 1974.
- [8] Kordina, K. et al.: Arbeitsbericht des SFB-148 1975 - 1977
Teil I, TU Braunschweig

[9] Haksever, A.:

Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahl-
betonrahmen im Brandfall

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz

Heft 35 (1977)

[10] Arnault, P., et al.: Rapport Experimental sur les Essais
avec des Feux naturels executes dans la petite Installation.
Maizieres - Les - Metz, Juin 1973.

Stahlbetonrahmentragwerke unter praxisgerechten
Randbedingungen

- Versuche und rechnerische Analyse -

von

Dr.-Ing. A. Haksever

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Seite
1. Einleitung	2
1.1 Stand der Erkenntnisse, Ausgangsfragestellung . . .	2
1.2 Angewandte numerische Methoden und Versuchsprogramm	3
2. Versuche an Einzelbauteilen und deren numerische Analyse	4
2.1 Allgemeines	4
2.2 Temperaturentwicklung im Querschnitt	4
2.3 Simulation der Durchlaufwirkung	4
2.4 Entwicklung der Verformungen	7
3. Versuche an Durchlaufsystemen und deren numerische Analysen	8
3.1 Allgemeines	8
3.2 Simulation des Gesamttragverhaltens eines monolithischen Stahlbetonrahmensystems im Versuch	9
3.3 Verlauf der Schnittkräfte	10
3.3.1 Verlauf der Stabendmomente	10
3.3.2 Verlauf der Auflagerkräfte	10
3.3.3 Verformungsverhalten der untersuchten Rahmen .	12
3.3.3.1 Stützen- und Riegelverformungen . . .	12
3.3.3.2 Verschiebungen der Rahmenecke	14
3.3.3.3 Gesamtverformungsbild des Rahmensystems	14
3.4 Feuerwiderstandsdauer der untersuchten Rahmen . . .	16
4. Vergleiche mit Arbeiten außerhalb des Sonderforschungsbereichs 148	20
5. Ausblick	20
6. Literatur	21

1. Einleitung

1.1 Stand der Erkenntnisse, Ausgangsfragestellung

In einem monolithisch errichteten Rahmentragwerk treten im Brandfall wechselseitige Wirkungen zwischen den Bauteilen auf, es entsteht eine zeitlich veränderliche Interaktion im System. Dabei beeinflußt die Art der Interaktion deutlich den Bruchzeitpunkt sowie die Bruchart des Tragwerks, weil infolge zeitlich veränderlicher Kräfteumlagerungen lokale oder globale Bruchzustände im Bauwerk auftreten können.

Der Stützen- und Rahmenversuchsstand des Sonderforschungsbereichs 148 ermöglicht es auch, daß Bauwerksabschnitte aus statisch hochgradig unbestimmten Systemen mit entsprechenden Randbedingungen im Brandfall simuliert werden können. Verallgemeinerungsfähige Ergebnisse für Bauwerke im Brandfall gewinnt man daher durch Nachbilden der zeitlich veränderlichen Interaktion des Systems im Versuch. Relaxationsversuche an Stahlbetonstützen- und -rahmen können in diesem Zusammenhang als erster Schritt in Richtung Simulation veränderlicher Interaktionen im Brandfall angesehen werden.

Das Gesamttragverhalten von Bauwerken soll aus wirtschaftlichen Gründen in Zukunft nur theoretisch-rechnerisch untersucht werden. Dabei gewinnt die Bestätigung der entwickelten Theorien und der daraus abgeleiteten Rechenprogramme eine besondere Bedeutung. Im Rahmen der Grundlagenforschung am Gesamttragverhalten von Bauwerken im Brandfall wird es die Aufgabe sein, mit computergesteuerten Rechenprogrammen das Verhalten vorherzusagen.

In dem hier vorliegenden Beitrag wird von den im Versuchsstand des Sonderforschungsbereichs 148 durchgeführten Experimenten an einhüftigen Rahmen unter praxisnahen Randbedingungen berichtet. In allen Brandversuchen wurden begleitende rechnerische Untersuchungen durchgeführt. Auf einige Ergebnisse dieser Analysen wird im folgenden noch eingegangen werden.

1.2 Angewandte numerische Methoden und Versuchsprogramm

Die Grundlagen und die Arbeitsweise des zur Vorhersage des Gesamttragverhaltens von Bauwerken entwickelten Rechenprogramms sind bereits im Arbeitsbericht A 1/2-1 ausführlich beschrieben worden.

Das Rechenprogramm fand bei der Bestimmung der Interaktion eines Bauwerksabschnitts mit den angrenzenden Bauteilen Verwendung. Durch eine Vorausberechnung wurde die zeitliche Veränderung der Kräfte im Anschlußbereich des großen Rahmensystems festgestellt. Diese Kräfte wurden im anschließenden Versuch entsprechend simuliert. Dadurch wurde eine Möglichkeit geschaffen, das Gesamttragverhalten eines Bauwerks anhand eines Bauwerksabschnitts im Versuch zu studieren. Mit den aus dem Versuch gewonnenen Ergebnissen kann eine Überprüfung und Bestätigung des großen Rechenprogramms durchgeführt werden.

In Tabelle 1.1 werden die wichtigsten Parameter des Versuchsprogramms dargestellt.

Tabelle 1.1: Angaben über Versuchsprogramm

Tragwerk	Bezeichnung	Ausschnitt aus	Art der Interaktion
Stahlbetonstütze	S 77 2/1	einhäufigem Rahmen	gleichsinnig veränderliche Kopf- und Fußmomente
einhäufiger Rahmen	R 78-3	Mehrgeschoßrahmen	zeitlich konstante Stabendmomente an der Rahmenecke und den Auflagern
einhäufiger Rahmen	R 78-2	Mehrgeschoßrahmen	zeitlich veränderliche Stabendmomente an der Rahmenecke und den Auflagern

Aus einem rahmenartigen Tragwerk werden zwei einhäufige Stahlbetonrahmen und eine Stahlbetonstütze für die Untersuchung ausgewählt. Die Randbedingungen der untersuchten Stahlbetonstütze werden ähnlich denen eines einhäufigen Stahlbetonrahmens gewählt. Der einhäufige Rahmen dagegen wurde als Ausschnitt eines monolithisch errichteten Mehrgeschoßrahmens betrachtet.

Das Versuchsprogramm sieht eine schrittweise Simulation des Gesamttragverhaltens der Bauwerke zunächst mit Einzelbauteilen und anschließend mit einfachen Rahmensystemen vor, wobei der Interaktion mit den anschließenden Bauteilen im Versuch Rechnung getragen wird.

2. Versuche an Einzelbauteilen und deren numerische Analyse

2.1 Allgemeines

Die Rückführung des Gesamttragverhaltens komplizierter Tragwerksysteme wurde zunächst im Versuch an einer U-förmigen Stahlbetonstütze vorgenommen. Im Versuch erfolgte die Simulation der Durchlaufwirkung nur durch die veränderlichen Kopf- und Fußmomente der Stahlbetonstütze. Diese Momente wurden nach den Grundlagen der DIN 1045 gleichsinnig angesetzt. Da die bisher im Sonderforschungsbereich 148 durchgeführten Versuche an Stahlbetonstützen ebenfalls mit gleichgerichteten Kopf- und Fußexzentrizitäten durchgeführt wurden, bietet dieser Versuch bei der Existenz einer Durchlaufwirkung gute Vergleichsmöglichkeiten mit früheren Versuchen.

2.2 Temperaturentwicklung im Querschnitt

In Bild 2.1 sind die gemessenen und errechneten Temperaturen im Stahlbetonstützenquerschnitt dargestellt. Das Rechenprogramm ermittelt die instationären Temperaturfelder selbständig und führt anschließend eine Traglastberechnung im Brandfall durch. Die berechneten und experimentell ermittelten Bauteiltemperaturen stimmen selbst nach langen Branddauern weitgehend überein (siehe Bild 2.1). Dies ist für die Erfassung des Traglastzustands des Systems für die Berechnung von größter Bedeutung.

2.3 Simulation der Durchlaufwirkung

Das Bild 2.2 stellt das statische System der untersuchten Stahlbetonstütze dar. In vertikaler Richtung wird die Stahlbetonstütze durch die Komponenten einer exzentrischen Gebrauchslast belastet, die Exzentrizität beträgt 30 cm. Die Gebrauchslast wurde im Versuch durch eine

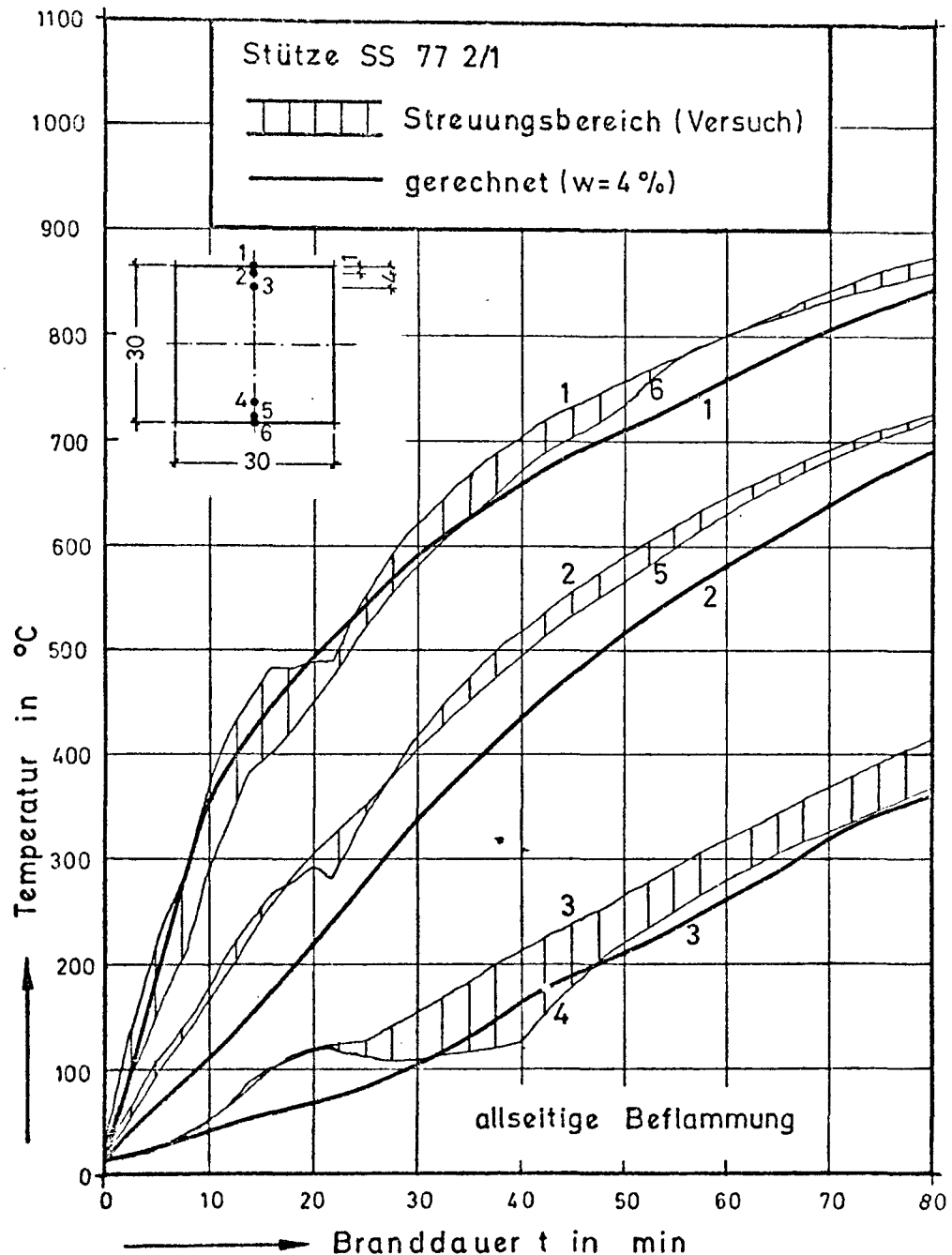


Bild 2.1: Gemessene und gerechnete Bauteiltemperaturen

zentrische und eine exzentrische Gebrauchslast mit einer Exzentrizität von 87,5 cm separiert. Während der gesamten Branddauer wurde die zentrische Gebrauchslast konstant gehalten. Dagegen wurde die exzentrische Gebrauchslast derart gesteuert, daß die Interaktion mit einem anschließenden Riegel wirklichkeitsnah simuliert werden konnte. In Bild 2.2 ist auf der rechten Seite die Steuerung der exzentrischen Gebrauchslast im Versuch dargestellt. Aus der Vorausberechnung an einem einhüftigen Rahmen ergab sich ein Anstieg des Eckmoments auf das

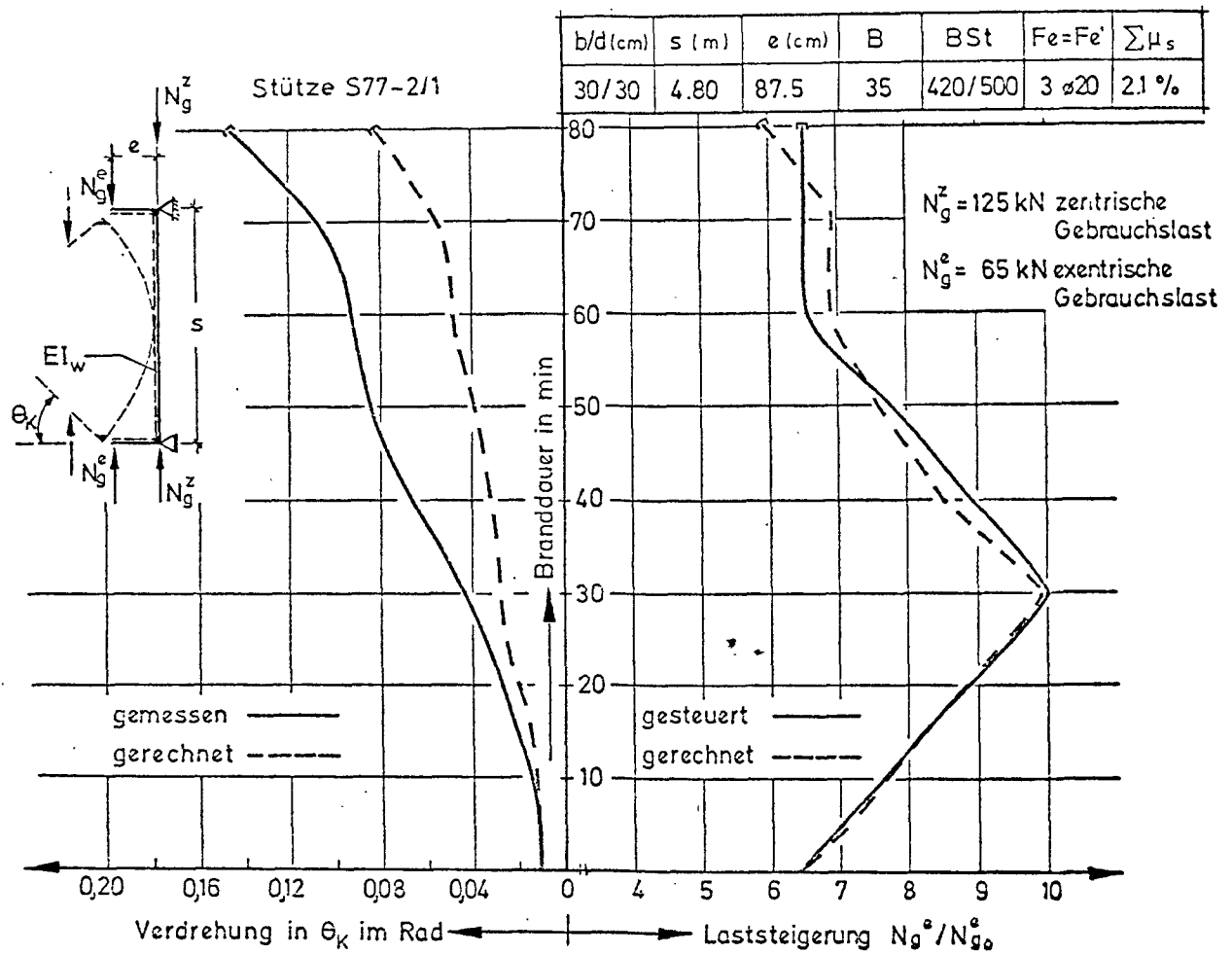


Bild 2.2: Simulation der Durchlaufwirkung an einer Stahlbetonstütze

Eineinhalbfache des ursprünglichen Moments bis zur 30. Minute der Branddauer. Im Versuche wurde die exzentrische Gebrauchslast linear gesteigert. Anschließend wurde der abfallende Ast symmetrisch zur Anstiegsgeraden angenommen. Nach Erreichen der ursprünglichen Höhe wurde die exzentrische Gebrauchslast konstant gehalten.

2.4 Entwicklung der Verformungen

Auf der linken Seite des Bildes 2.2 wurden die berechneten und experimentell ermittelten Kopf- und Fußverdrehungen der Stahlbetonstütze dargestellt. Es wird deutlich, daß zwischen Versuch und Rechnung zunächst qualitativ eine gute Übereinstimmung existiert. Die quantitativen Abweichungen sind damit zu begründen, daß in der Berechnung die oberen und unteren Schenkel der Stahlbetonstütze als starre Bauteile angenommen und die Verformungen dieser Bauteile selbst vernachlässigt wurden.

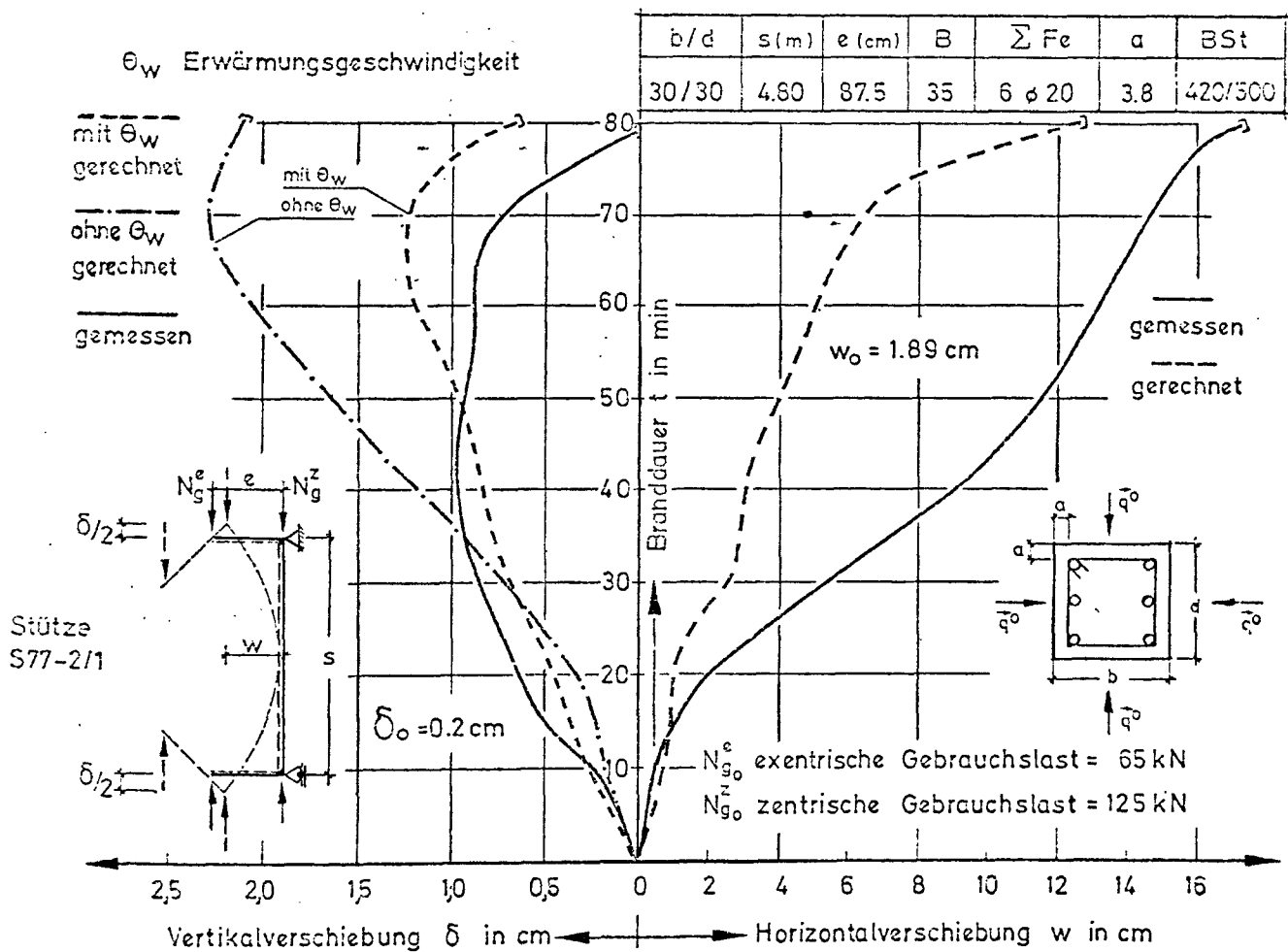


Bild 2.3: Gemessene und gerechnete Verformungen des Bauteils

In Bild 2.3 dagegen wurden die Querverformungen und Vertikalverschiebungen der Stahlbetonstütze während der Branddauer dargestellt. Auf der rechten Seite sind die gerechneten und experimentell ermittelten Horizontalverschiebungen widergegeben. Hinsichtlich der Horizontalverschiebungen ergeben sich zwischen Versuch und Rechnung qualitativ gute jedoch quantitativ abweichende Ergebnisse.

Die auftretenden Diskrepanzen müssen in Zukunft durch weitere Versuche geklärt werden.

Auf der linken Seite von Bild 2.3 wurden die Vertikalverschiebungen der Stahlbetonstütze dargestellt. Die Rechenergebnisse wurden zum einen unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Erwärmungsgeschwindigkeit (siehe Arbeitsbericht A 1-5) und zum anderen ohne Berücksichtigung dieser Einflüsse aufgetragen. Wird die Erwärmungsgeschwindigkeit berücksichtigt, ergeben sich zufriedenstellende Zusammenhänge. Außerdem wurde die im Versuch ermittelte Feuerwiderstandsdauer der Stahlbetonstütze durch die Rechnung bestätigt.

Im folgenden sollen daher entsprechend dem zweiten Teil des Versuchsprogramms über die Untersuchungen an einem komplizierten System sowie deren rechnerische Auswertungen berichtet werden.

3. Versuche an Durchlaufsystemen und deren numerische Analysen

3.1 Allgemeines

Auf das Gesamttragverhalten der Bauwerke wurde im Sonderforschungsreich 148 erstmalig anhand der Untersuchung des Tragverhaltens eines einhüftigen Stahlbetonrahmens geschlossen. Das gewählte Rahmensystem bildete einen Ausschnitt eines mehrgeschossigen, mehrfach statisch unbestimmten Rahmensystems.

Die Feststellung einer zeitlich veränderlichen Interaktion zwischen Riegel und Stütze des Stahlbetonrahmens war eins der wichtigsten Untersuchungsergebnisse [1]. Nachträglich durchgeführte, rechnerische Untersuchungen zeigen jedoch, daß vom Tragverhalten eines einhüftigen Stahlbetonrahmens nur beschränkt auf das Gesamttragverhalten des Bauwerks geschlossen werden kann, da in einem derartigen System nicht nur die

brandbeanspruchten Bauteile, sondern auch die nichtbrandbeanspruchten Bauteile erheblichen Zwängungen unterliegen [2]. Deshalb gewinnen die Untersuchungen von Stahlbetonrahmen unter praxisgerechten Randbedingungen und deren rechnerische Analysen für den Brandfall eine besondere Bedeutung.

3.2 Simulation des Gesamttragverhaltens eines monolithischen Stahlbetonrahmensystems im Versuch

In Bild 3.1 ist das untersuchte zweigeschossige und dreifeldrige Rahmensystem dargestellt. Neben den Abmessungen des Stahlbetonrahmensystems

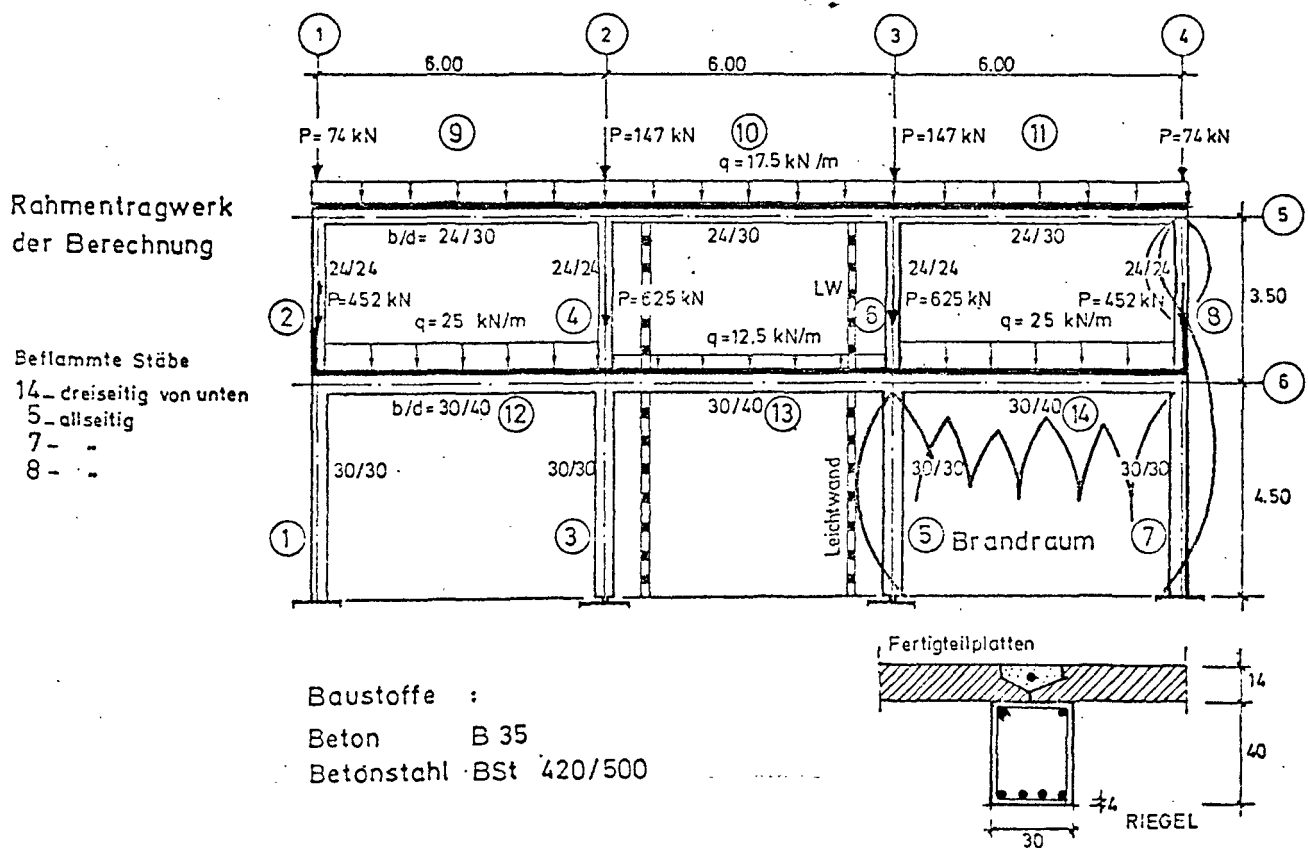


Bild 3.1: Geometrie des untersuchten Stahlbetonrahmens

wurden dort die Belastungen angegeben. Für den Brandfall 1 wurde keine schubfeste Verbindung des Riegels mit den Stahlbeton-Geschoßplatten des Tragwerks angenommen, da es sich bei dem Riegel des Prüfkörpers um einen Rechteckquerschnitt handelte.

Es wurde von der Entstehung eines Feuers im rechten Feld des Rahmensystems ausgegangen. Dabei werden die Rahmenstiele 5, 7 und 8 allseitig und der Rahmenriegel 14 dreiseitig von unten beflammt. Alle anderen Bauteile werden vor dem Feuer geschützt bzw. nicht beflammt.

3.3 Verlauf der Schnittkräfte

3.3.1 Verlauf der Stabendmomente

In Bild 3.2 sind die Verläufe der wichtigsten Stabendmomente während der Branddauer, die sich aus der Berechnung ergeben hatten und die im Versuch gesteuert wurden, dargestellt.

Die Simulation der Durchlaufwirkung wurde im ersten einhüftigen Rahmenversuch (R 78-3) durch das Aufbringen konstanter Stabendmomente erreicht, d. h. an den Stabenden und an der Rahmenecke wurden die konstanten Biegemomente aus dem Gebrauchszustand unverändert während der gesamten Branddauer beibehalten.

Im zweiten Rahmenversuch (R 78-2) dagegen wurden diese Momente nach der Darstellung von Bild 3.2 gesteuert. Stabendmoment M_1 wurde in diesem Versuch jedoch nicht bis zum Maximum gesteigert, da ein vorzeitiger Schubbruch befürchtet worden war (vergl. Abschnitt 3.4).

3.3.2 Verlauf der Auflagerkräfte

In Bild 3.3 wurde die vertikale Auflagerkraft A am Riegelende dargestellt. Für die beiden durchgeführten Versuche wird eine qualitativ gute Übereinstimmung zwischen den Versuchs- und Rechenergebnissen deutlich.

Aus dem Verlauf der Auflagerkraft A können folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

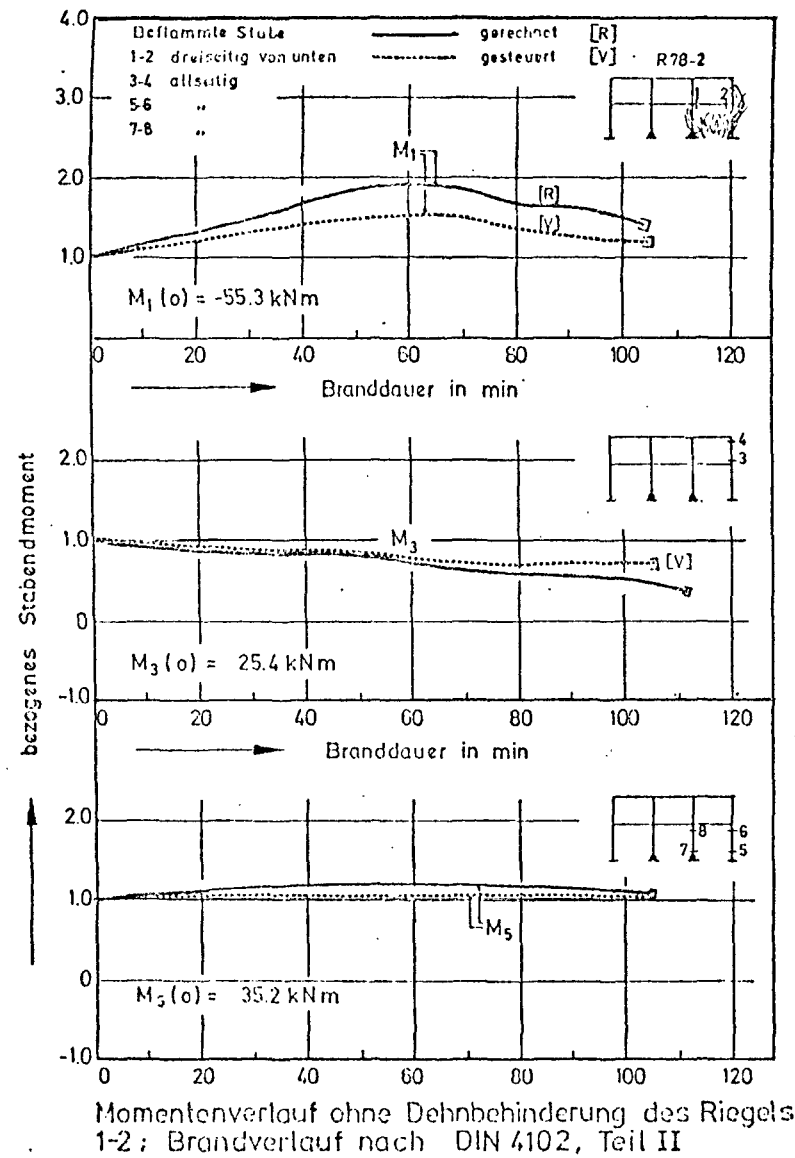


Bild 3.2: Verlauf der Stabendmomente im Brandfall

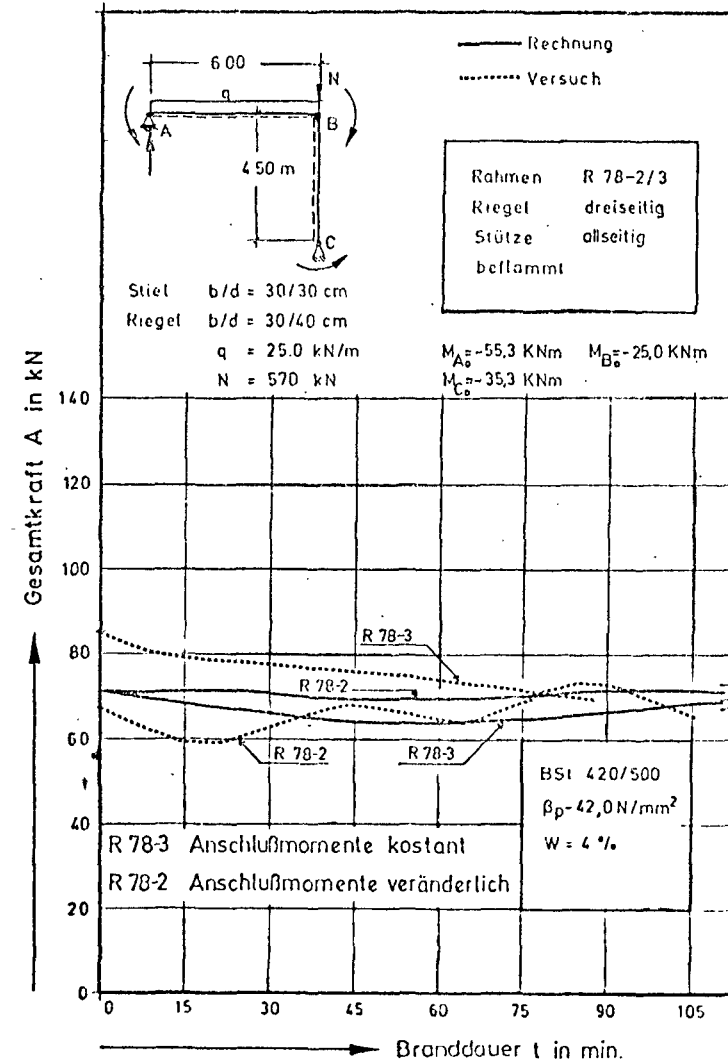


Bild 3.3: Gemessene und gerechnete Auflagerkraft A

1. Im Rahmenversuch R 78-3 ist eine kontinuierliche Abnahme der Auflagerkraft A zu beobachten. Dadurch wird der starke Einfluß des Rahmeneckmomentes auf die Auflagerkraft A besonders deutlich.
2. Aus dem Verlauf der Auflagerkraft A im Rahmenversuch R 78-2 sind keine größeren Änderungen der Auflagerkraft A zu erkennen. Dieser Effekt ist insbesondere darauf zurückzuführen, daß der Einfluß aus dem Rahmeneckmoment durch die veränderlichen Stabendmomente am Riegelende kompensiert wird.
3. Die Auflagerkräfte A unterscheiden sich ihren Beträgen nach nicht viel voneinander. Dadurch kann die Veränderung der Längskräfte von auflagerbildenden Druckgliedern eines Rahmensystems im Brandfall unerheblich bleiben, d. h. die Riegelsteifigkeit wirkt auf die Dehnbehinderung der Stiele in den Rahmensystemen der üblichen Hochbauten geringfügig. Die eingetragenen Rechenergebnisse charakterisieren dieses Verhalten besonders deutlich.

3.3.3 Verformungsverhalten der untersuchten Rahmen

3.3.3.1 Stützen- und Riegelverformungen

Das Verformungsverhalten der untersuchten Rahmen wurde während der Versuche ständig durch mechanische und optische Meßvorrichtungen bestimmt und kontrolliert.

In Bild 3.4 sind sowohl die Stützenverformungen als auch die Riegeldurchbiegungen beider Rahmensysteme eingetragen. Die gemessenen und gerechneten Stützenverformungen sind in der oberen Bildhälfte dargestellt. Folgende qualitative Ergebnisse können gewonnen werden:

1. Die Entwicklung der Querverformung im Stiel wird von der Interaktion mit den anschließenden Bauteilen besonders beeinflusst. Beispielsweise wird die Querverformung des Rahmenstiels R 78-2 maßgeblich vom Randmoment am Riegel- und Stützenende gesteuert.
2. Die Verformungen steigen während der gesamten Branddauer mäßig an. Auch im Bruchzustand des Rahmensystems behalten sie ihre ansteigende Tendenz, da der Bruchzustand infolge eines Schubversagens im Riegel des Rahmens festgestellt wird. Es wird beobachtet, daß die Stützen der Durchlaufsysteme durch die Systeminteraktion eine gute Aussteifung erfahren.

3. Zwischen Versuch und Rechnung wird qualitativ und quantitativ eine gute Übereinstimmung beobachtet.

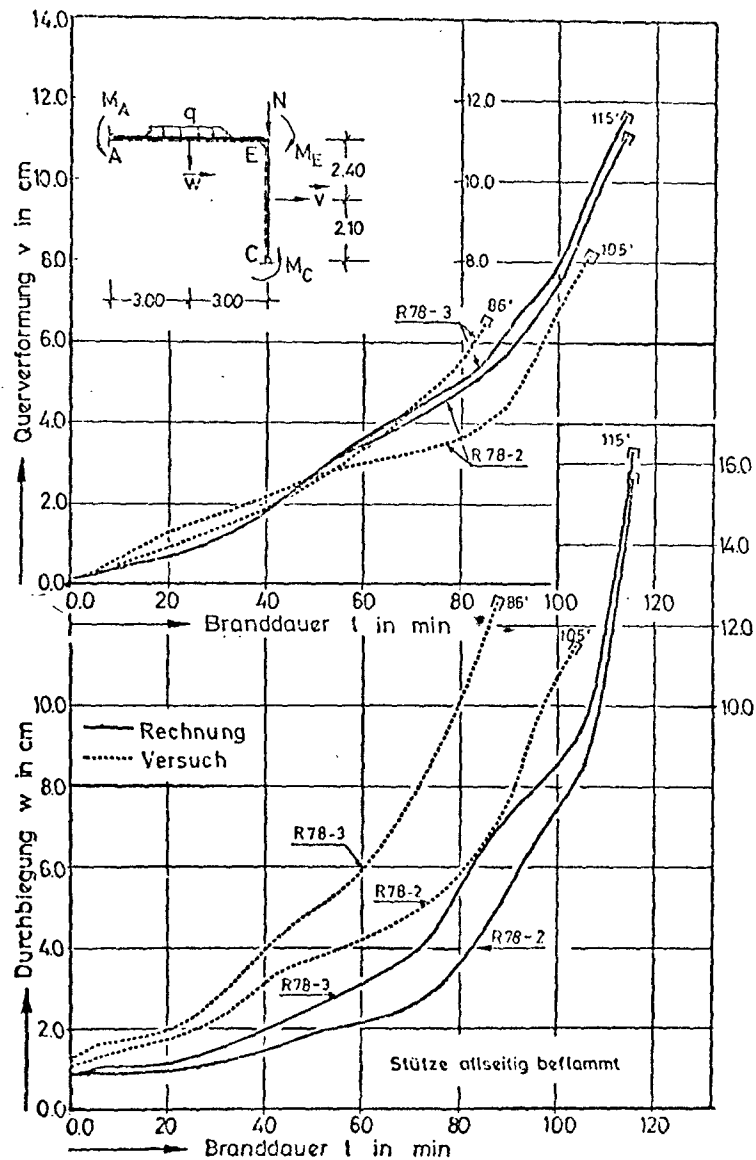


Bild 3.4: Gemessene und gerechnete Verformungen des Rahmensystems

In der unteren Hälfte des Bildes 3.4 wurden die Riegeldurchbiegungen dargestellt. Eine qualitative Übereinstimmung zwischen den errechneten und gemessenen Durchbiegungen wird besonders in den folgenden Punkten deutlich:

1. Der Riegel des Rahmens R 78-3 zeigt eine schnelle Entwicklung der Durchbiegungen, weil in diesem Versuch eine gleichbleibende Durchlaufwirkung simuliert wurde. Die Durchbiegungen des Riegels des Rah-

mens R 78-2 wiesen dagegen geringere Verformungen auf. Hier macht sich wiederum das Riegelendmoment auf die Entwicklung der Durchbiegung besonders bemerkbar.

2. Die Verformungen steigen zunächst mäßig an, entwickeln sich jedoch im letzten Drittel der kritischen Branddauer sehr steil. Eine derartige Verformungsentwicklung ist typisch für druckbeanspruchte Bauteile, wenn der Bruchzeitpunkt durch einen Stabilitätsbruch angekündigt wird. Dieser Vorgang wird jedoch im vorliegenden Fall möglicherweise durch den Anteil der Schubverformungen des Riegels beschleunigt (vergl. Abschnitt 3.4).

3.3.3.2 Verschiebungen der Rahmenecke

In Bild 3.5 sind die Verschiebungen der Rahmenecke, die sich aus dem Versuch und der nachvollzogenen Berechnung ergeben haben, dargestellt. Die obere Hälfte des Bildes 3.5 zeigt eine gute Übereinstimmung der experimentell bestimmten horizontalen Eckverschiebungen mit den durchgeführten Rechnungen. Größere Abweichungen ergeben sich erst im letzten Drittel der Versuchsdauer.

In der unteren Bildhälfte ist die vertikale Eckverschiebung der untersuchten Rahmen dargestellt. Hier ergeben sich ebenfalls gute Übereinstimmungen zwischen Versuch und Rechnung, Differenzen sind wiederum in der Nähe des Bruchzustands zu beobachten.

Dies macht deutlich, daß die Bewegung der Rahmenecke insbesondere durch die Verformungen der anschließenden Stäbe und der Interaktion stark beeinflusst wird.

3.3.3.3 Gesamtverformungsbild des Rahmensystems

In Bild 3.6 sind die rechnerisch ermittelten Verformungslinien des Rahmens R 78-2 zusammen mit den im Versuch gemessenen Riegelverformungen eingetragen. Bei diesem Versuch wurde eine zeitlich veränderliche Durchlaufwirkung simuliert.

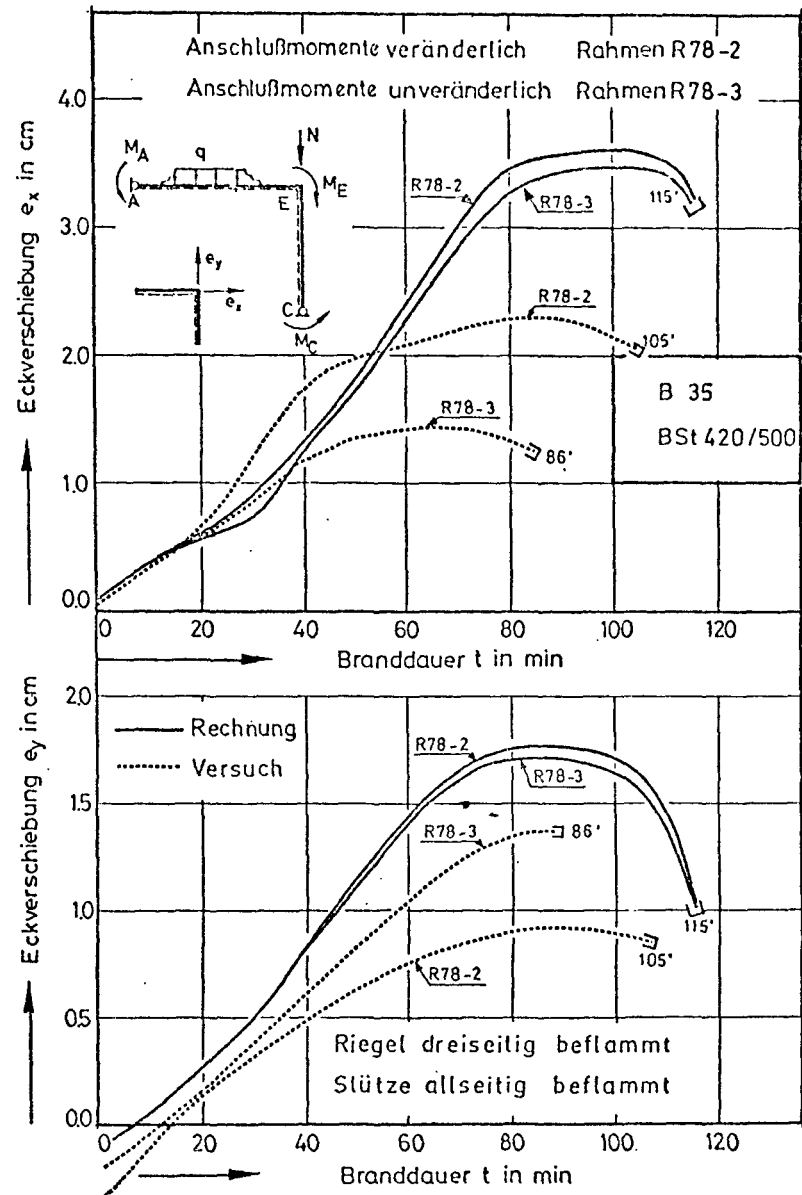


Bild 3.5: Gemessene und gerechnete Eckverschiebung des Rahmensystems im Brandfall

Insbesondere zu späteren Zeiten der Branddauer wird der Einfluß der Anschlußmomente deutlich. Dies zeigt sich sowohl am Riegel als auch dort an der Stütze, wo infolge der Durchlaufwirkung gegenläufige Krümmungen auftreten.

Das Versagen des Systems trat im Versuch als Schubbruch in der 105. Minute ein. Die durchgeführte Vorberechnung hatte jedoch einen Materialbruch in der Nähe der Rahmenecke vorhergesagt. Diese Diskrepanz kann dadurch erklärt werden, daß in der Berechnung die Einflüsse aus den

Schubverformungen zunächst nicht berücksichtigt worden waren.

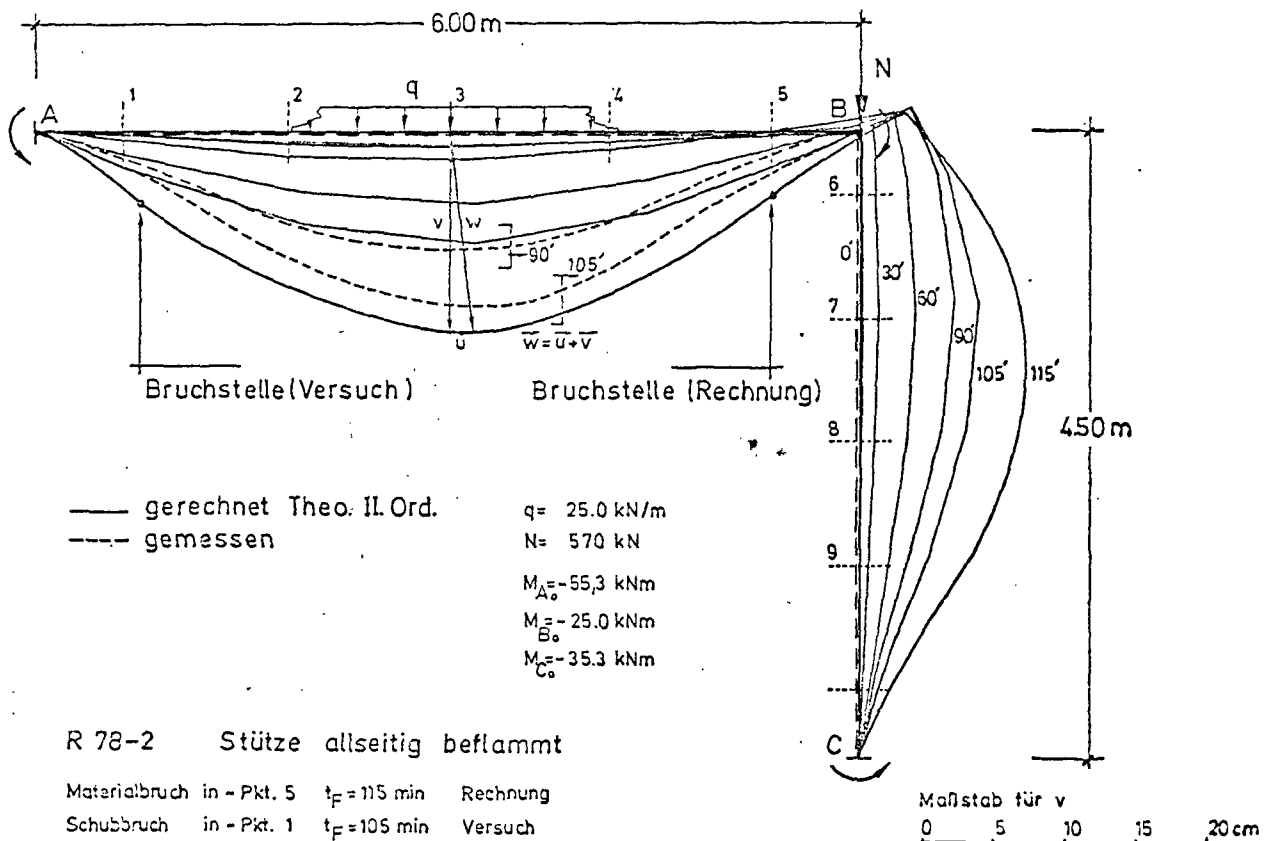


Bild 3.6: Gerechnete und gemessene Verformungsfigur des Rahmensystems R 78-2 im Brandfall

3.4 Feuerwiderstandsdauer der untersuchten Rahmen

Die beiden untersuchten Rahmen waren gleichen Alters. Auch die Bewehrungsausführung war an beiden Rahmen identisch. In den durchgeführten Versuchen haben sich jedoch unterschiedliche Feuerwiderstandsdauern für die beiden Rahmen ergeben. Der Rahmen R 78-3 zeigte eine Feuerwiderstandsdauer von 86 min. Dagegen wies der Rahmen R 78-2 mit

seinen während der Branddauer zeitlich veränderlichen Anschlußmomenten eine Feuerwiderstandsdauer von 105 min auf. Die durchgeführten Berechnungen haben jedoch für beide Rahmentypen dieselben Feuerwiderstandszeiten prognostiziert.

Andererseits zeigen die durchgeführten Versuche, daß eine veränderliche Interaktion mit den Anschlußbauteilen auf die Feuerwiderstandsdauer der Tragwerke einen entscheidenden Einfluß haben muß. Aus den Rahmen- und Stützenversuchen wurde zunächst die wichtige Erkenntnis gewonnen, daß eine zeitlich veränderliche Durchlaufwirkung auf die Feuerwiderstandsdauer des Tragwerks sehr günstig wirken kann. Allerdings sind zur Verallgemeinerung dieser neu gewonnenen Erkenntnis weitere Versuche notwendig.

Der Bruchvorgang in den beiden Rahmensystemen wurde infolge des Schubversagens festgestellt.

Das Bild 3.7 zeigt die Bruchstelle des Rahmens R 78-3 am Riegelende. Die Schubverformungen sind auf dem Bild klar erkennbar. Es wurde eine deutliche Verschiebung der beiden Riegelteile über der Bruchfläche mit zum Teil gerissener Schubbewehrung beobachtet.

Die Neigung der Bruchfläche betrug gegenüber der Horizontalen fast 45° .

Das Bild 3.8 dagegen zeigt die Bruchstelle des Rahmens R 78-2. Infolge der hohen Schubverformungen sind die beiden Bruchflächen voneinander getrennt. Es entsteht dadurch zwischen beiden Bruchflächen ein Hohlraum von 3 bis 5 cm Breite. In diesem Versuch war die Bruchfläche um etwa 30° gegen die Horizontale geneigt. Die unterschiedlichen Neigungen der Bruchflächen sind mit den verschiedenen Längskräften im Riegel im Bruchzeitpunkt zu erklären.

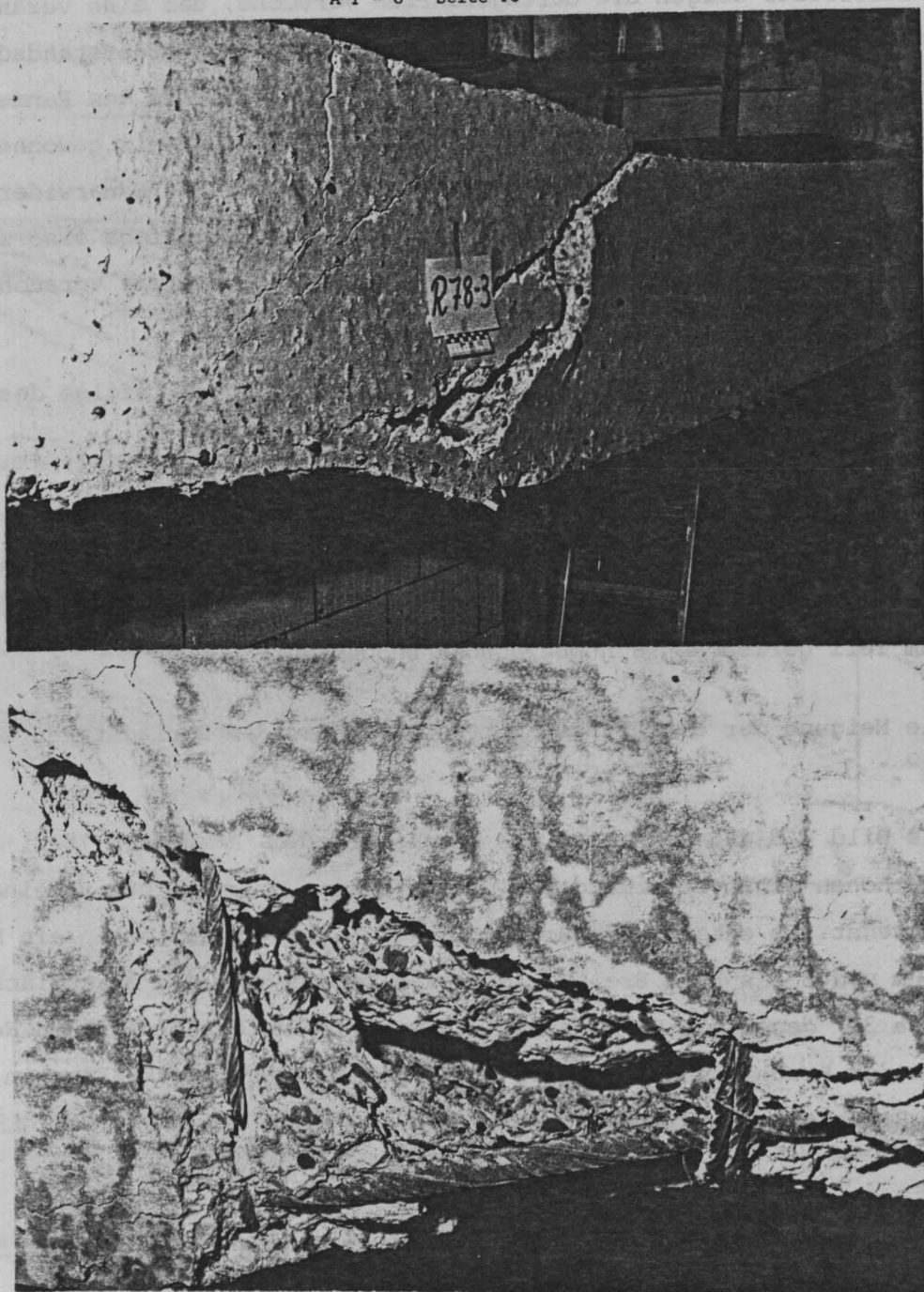


Bild 3.7: Bruchbild des Rahmenriegels R 78-3 im Auflagerbereich A

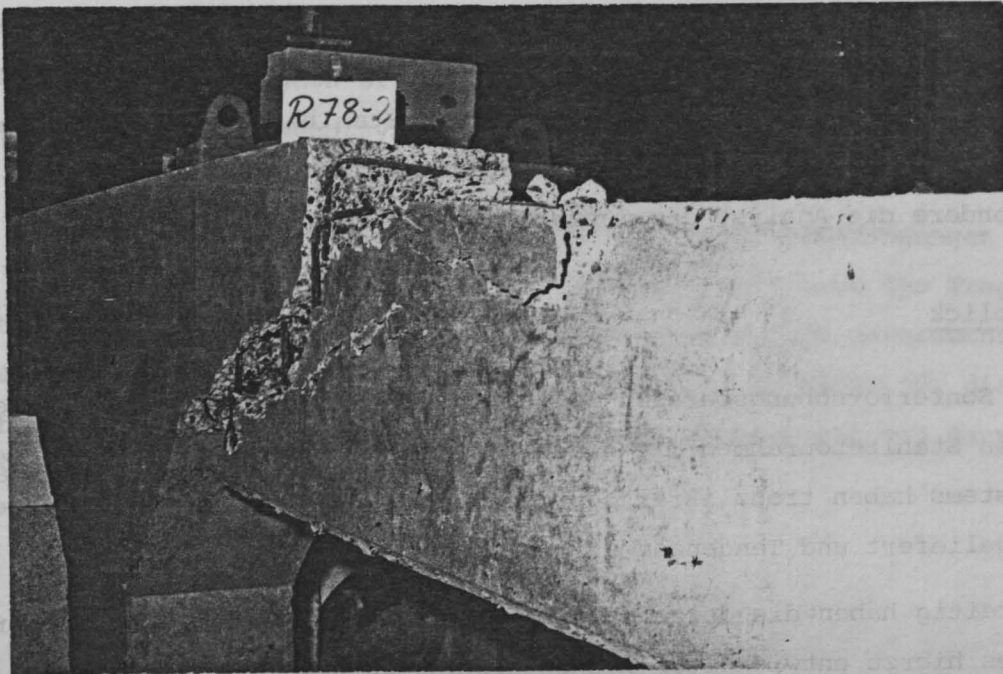


Bild 3.8: Bruchbild des Rahmenriegels R 78-2 im Auflagerbereich A

Nach der Bemessung ergab sich für den Riegel im Auflagerbereich A (vergl. Bild 3.6) eine verminderte Schubdeckung (Schubbereich II). Die Bruchstellen waren jedoch eindeutig an den Übergangsstellen der Schubbereiche II und I zu finden. Somit wird deutlich, daß dieser Übergangsbereich im Brandfall infolge der Kräfteumlagerungen besonders gefährdet ist. Das Versagen des Systems kann daher etwas eher auftreten als nach der prognostizierten Feuerwiderstandsdauer, wenn in der Berechnung Schubbeeinflüsse nicht berücksichtigt werden.

Auch zur Verifizierung dieser Hypothese sind weitere Versuche dringend erforderlich.

4. Vergleiche mit Arbeiten außerhalb des Sonderforschungsbereichs 148

Normbrandversuche an Rahmensystemen, insbesondere durch die Simulation eines komplizierten Rahmensystems, sind bislang außerhalb des SFB 148 nicht durchgeführt worden.

Die im Rahmen des SFB 148 durchgeführten theoretischen und experimentellen Untersuchungen an einem einhüftigen Stahlbetonrahmen als Ausschnitt eines komplizierten Rahmensystems behandeln daher erstmalig insbesondere die Analyse des Gesamttragverhaltens von Bauwerken.

5. Ausblick

Die im Sonderforschungsbereich 148 durchgeführten Brandversuche an einhüftigen Stahlbetonrahmen mit einer simulierten Interaktion eines Gesamtsystems haben trotz ihrer geringen Anzahl bereits wertvolle Ergebnisse geliefert und Tendenzen aufgezeigt.

Gleichzeitig haben die durchgeführten Versuche eine kritische Überprüfung des hierzu entwickelten Rechenverfahrens ermöglicht.

Es wurden zwischen Rechnung und Versuch einige Diskrepanzen bei der Bestimmung der Verformungen und der Vorhersage des Bruchverhaltens der Tragwerke festgestellt. Abgesehen von dem bei einem Versuch aufgetretenen frühzeitigen Schubversagen konnte die Feuerwiderstandsdauer der Rahmensysteme zufriedenstellend vorausberechnet werden.

Zur umfassenden Analyse des Gesamttragverhaltens von Bauwerken sind die beiden durchgeführten Versuche jedoch nicht als ausreichend anzusehen. Deshalb sind im kommenden Förderungszeitraum weitere Versuche dringend notwendig. Insbesondere sollen folgende Problemkreise untersucht werden:

1. Einfluß der Anschlußbauteile auf das Tragverhalten der brandbeanspruchten Bauwerksabschnitte,
2. Einfluß der horizontalen und vertikalen Zwängungen auf das Tragverhalten der Durchlaufsysteme,
3. Einfluß der Durchlaufwirkung auf die Feuerwiderstandsdauer der Tragwerke,

4. Einfluß der Interaktion eines Gesamtsystems auf die Schubverformungen der brandbeanspruchten Bauteile,
5. Untersuchungen an Durchlaufsystemen zur Bestimmung einer optimalen Schub- und Biegebewehrungsausführung,
6. Einfluß der unterschiedlichen Steifigkeitsverteilungen in den unmittelbar anschließenden Biege- und Druckgliedern auf die Feuerwiderstandsdauer des Gesamtsystems.

Die Untersuchungen sollen zunächst nach den Normbrandbedingungen der DIN 4102 durchgeführt werden. Nach Möglichkeit wird auch das Tragverhalten bei Brandbeanspruchungen der natürlichen Brände untersucht. Diese Untersuchungen werden sicherlich wertvolle Hinweise für die zukünftige Gestaltung der DIN 18 231 - Gesamttragverhalten von Bauwerken im Brandfall - ergeben.

6. Literatur

- [1] Kordina, K., et al.: SFB 148 Arbeitsbericht 1975 - 1977, Teil 1.
- [2] Haksever, A.: Gesamtbauwerksverhalten bei einem lokalen Brandfall. Kolloquium des Sonderforschungsbereichs 148, Technische Universität Braunschweig, Mai 1979.

A 1 - 7

Vorgespannte Durchlaufsysteme
im Brandfall

von

Dipl.-Ing. Ekkehard Richter

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
1. Ausgangssituation.	A 1 - 7 - 2
2. Berechnungsverfahren	A 1 - 7 - 3
3. Tragverhalten vorgespannter Durchlaufträger	A 1 - 7 - 6
4. Rechenergebnisse	A 1 - 7 - 7
4.1 Stützmomentenverläufe	A 1 - 7 - 7
4.2 Vorspannmomente in Feldmitte	A 1 - 7 - 8
5. Ausblick	A 1 - 7 - 9
6. Literaturverzeichnis	A 1 - 7 - 10

1. Ausgangssituation

Vorgespannte balkenförmige Durchlaufkonstruktionen werden vornehmlich im Brückenbau und in Ausnahmefällen zum Überspannen sehr großer Hallenbereiche eingesetzt. Vereinzelt werden Rahmenkonstruktionen verwendet, bei denen die im Spannbett vorgespannten Riegel nach dem Einbau zu statisch unbestimmten Systemen verbunden werden.

Bedingt durch die genannten Einsatzgebiete wird der Fall einer Beflammung über die gesamte Länge der Durchlaufkonstruktion die Ausnahme bleiben. Wesentlich häufiger werden begrenzte Bereiche solcher Konstruktionen durch einen Brand beansprucht, und es stellt sich anschließend die Frage, in welchem Umfang schon dadurch die Tragfähigkeit des Gesamtbauwerkes beeinträchtigt worden ist.

Aufgrund dieser Fragestellung wurde das im folgenden Beitrag dargestellte Rechenprogramm zur Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens vorgespannter Durchlaufkonstruktionen so konzipiert, daß sowohl eine vollständige, als auch eine bereichsweise begrenzte Brandbeanspruchung simuliert werden kann. Als Brandbelastung kann jede stetig steigende Temperatur-Zeit-Funktion vorgegeben werden. Die rechnerischen Untersuchungen in diesem Beitrag haben als Grundlage die Normbrandkurve der DIN 4102 (ETK).

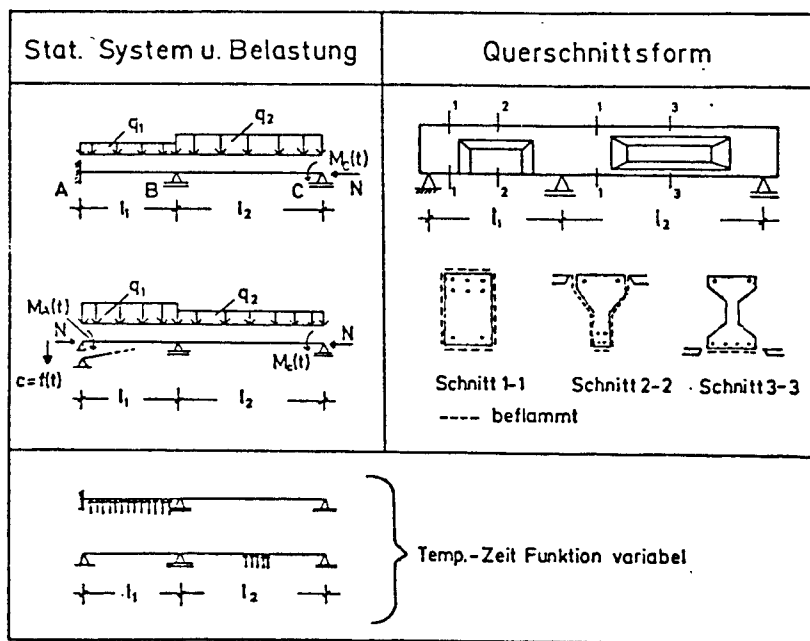


Bild 1:

Rechenmodell: Belastungs- und Querschnittsvariation

2. Rechenverfahren

Das erweiterte Programmsystem zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von mehrfach statisch unbestimmten, vorgespannten Durchlaufkonstruktionen im Brandfall benutzt das in [1] für die Berechnung einfach statisch unbestimmter Stahlbetonrahmen vorgestellte Rechenverfahren als Grundlage. Im Bild 1 sind die zu variierenden Versuchsparameter für Belastung, Querschnittskontur, Beflammungsumfang und statisches System zusammengestellt. Im folgenden werden die zur Berücksichtigung des Lastfalls "Vorspannung" erforderlichen Programmerweiterungen erläutert.

Die Gesamtbeanspruchung des statisch unbestimmten Tragwerkes durch das Vorspannmoment beträgt

$$M_v = M_{v,o} + M'_v \quad (1)$$

In Gl. (1) bedeutet $M_{v,o}$ das Eigenspannungsmoment am statisch bestimmten Hauptsystem und M'_v das zunächst unbekannte Zwängungsmoment, das durch Einhalten der Kontinuitätsbedingung am statisch bestimmten Tragwerk bestimmt wird. Die Berechnung des Zwängungsmoments M'_v wird nach dem Kraftgrößenverfahren durchgeführt, indem über der Mittelstütze und an der Einspannstelle jeweils ein Gelenk angeordnet wird, so daß als statisch bestimmte Hauptsysteme Einfeldträger entstehen. Die Arbeitsgleichung zur Bestimmung der inneren Verschiebungsarbeit erhält dann infolge einer Momenten- und Temperaturbeanspruchung die Form:

$$\delta_{io} = \int \frac{(M_{q,o} + M_{v,o}) \cdot M_i}{EI} dx + \dots + \int \chi_{T,o} \cdot M_i dx \quad (2)$$

$M_{q,o}$: Lastspannungsmoment infolge
der äußeren Belastung R

M_i : Einheitsspannungsmoment
infolge $X_i = 1$

$\chi_{T,o}$: Krümmung infolge Temperatureinwirkung
am statisch bestimmten System

In Gleichung (2) sind die Anteile $M_{v,o}$, EI und $\chi_{T,o}$ temperaturabhängig. Die Biegesteifigkeit $EI = EI(T)$ ist an den unbekannten Spannungszustand des statisch unbestimmten Systems gekoppelt, dessen Schnittgrößenverteilung durch Lösung des Gleichungssystems

$$\sum_i x_i \delta_{ki} + \delta_{ko} = 0 \quad (3)$$

ermittelt wird. Infolge der ausgeprägten nichtlinearen Momenten-Krümmungs-Beziehung des Stahl- und Spannbetons [2], insbesondere bei Temperaturbeanspruchung, muß Gleichung (3) iterativ gelöst werden. Die wirksamen Steifigkeiten - von Haksever in [1] als Hochtemperatur-Biege- bzw. Dehnsteifigkeiten bezeichnet - werden für den in Rechenabschnitte unterteilten Balken bereichsweise nach Gleichung (4) bestimmt:

$$EI(T) = \frac{M_q + M_v}{\chi_{T,q+v} - \chi_{T,o}} \quad EF(T) = \frac{N_q + N_v}{\epsilon_{T,q+v} - \epsilon_{T,o}} \quad (4)$$

Bei der numerischen Auswertung von Gleichung (4) ist es wichtig, auch für die beiden Sonderfälle $\Delta M = M_q + M_v \approx 0$ und $\Delta \chi = \chi_{T,q+v} - \chi_{T,o} \approx 0$ Lösungen vorzusehen, da beide Fälle, speziell bei vorgespannten Bauteilen, i.a. nicht durch eine geschickte Anordnung der diskreten Rechenpunkte in Balkenlängsrichtung ausgeschlossen werden können [1]. Im Bild 2 ist der Lösungsweg bei einer Momenten- oder Krümmungs-Singularität dargestellt. Es wird deutlich, daß für beide Fälle eine eindeutige Biegesteifigkeit vorliegt und numerische Schwierigkeiten durch das dargestellte Verfahren umgangen werden können. Mit der so bestimmten Biegesteifigkeit werden anschließend die Lösung von Gleichungssystem (3) sowie die Berechnung der Verformungen nach dem Reduktionssatz ausgeführt.

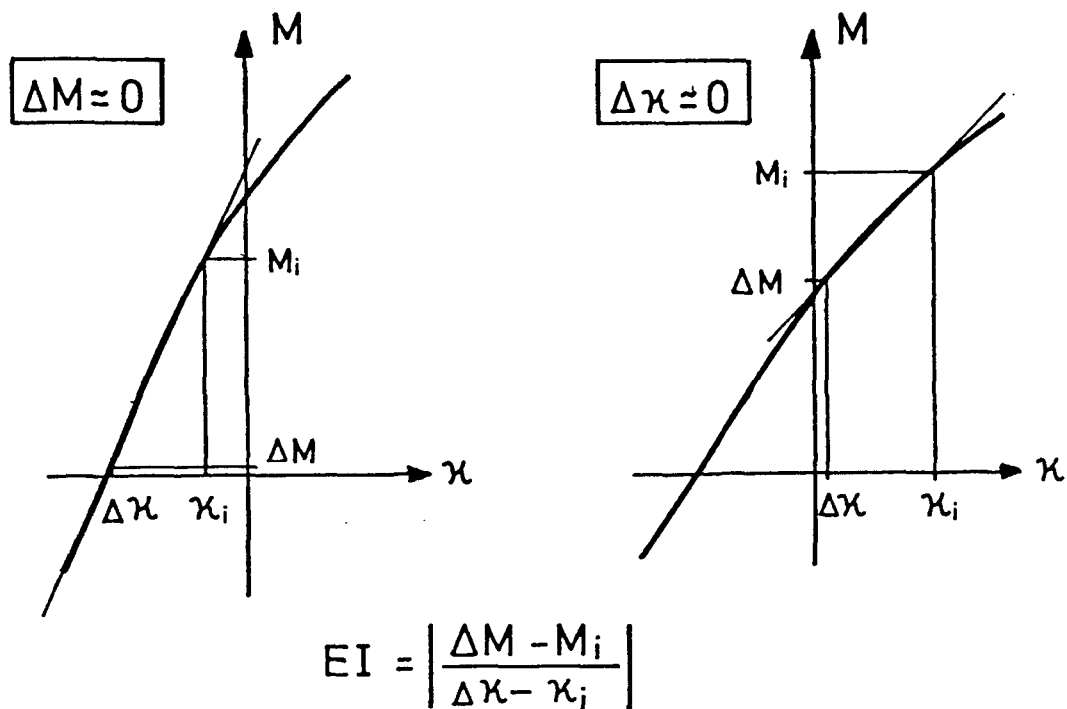


Bild 2: Lösungsschema bei örtlicher Momenten- oder Krümmungssingularität

Nachrechnungen von im Spannbett vorgespannten, brandbeanspruchten Einfeldbalken haben gezeigt, daß sich die Vorspannkkräfte - und damit der durch sie erzeugte Eigenspannungszustand - während des Brandgeschehens stark verändern [3]. Neben der temperaturbedingten Reduktion der Spannstahl-Elastizität beeinflußt vor allen Dingen die Differenz zwischen thermischer und lastabhängiger Verkrümmung des Betonquerschnitts die Größe der Vorspannkraft. Das Eigenspannungsmoment infolge Vorspannung wird bei Temperaturbeanspruchung

$$M_{v,o} \xrightarrow{T} M_{v,o} \{ (\chi_{T,o} - \chi_{T,q}), E_z(T) \} \quad (5)$$

Bei mehrfach statisch unbestimmten Systemen, z.B. nach Zeile 1 von Bild 1, wird die iterative Lösung von Gleichung (3) durch gegenseitige Abhängigkeit der Zwängungsmomente erschwert. In diesen Fällen wurde der Iterationsprozeß durch Rückgriff auf Ergebnisse des vorhergehenden Zeitschritts stabilisiert und beschleunigt.

3. Tragverhalten vorgespannter Durchlaufträger

Bei statisch unbestimmten Tragwerken werden im Brandfall thermisch bedingte negative Zwangsmomente über den Mittelstützen aufgebaut. Im Bild 3 ist ihr Einfluß auf die zeitliche Veränderung des Stützmomentes eines Zweifeldträgers aufgezeigt. Die obere Kurve (A) gilt für eine Lastanordnung, bei der im Gebrauchszustand ein ausgeprägtes negatives Stützmoment M_B vorhanden ist. Durch die behinderte thermische Vorformung steigt dieses Moment während des Brandverlaufs so lange an, bis die thermisch bedingte Steifigkeitsabnahme zu einem Abbau der Zwängungen führt. Durch eine ausreichend angeordnete Stützbewehrung, die vor allen Dingen weit genug ins Feld reicht, wird ein frühzeitiges Versagen im Stützenbereich verhindert.

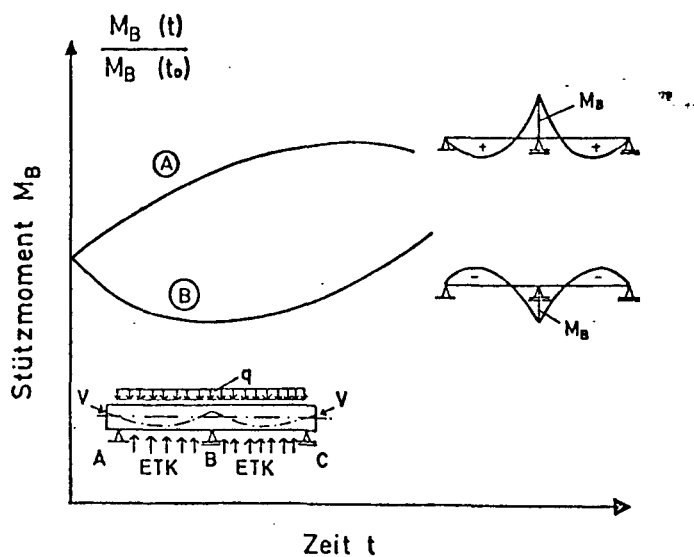


Bild 3:
Charakteristische Stützmomentenverläufe

Die untere Kurve (B) im Bild 3 zeigt den prinzipiellen Verlauf des Stützmomentes für den Fall, daß im Gebrauchszustand ein positives Stützmoment vorhanden ist. (z.B. keine oder geringe Verkehrslast). Mit einsetzender Temperaturbeanspruchung wird das positive Stützmoment zunächst durch die negative thermische Zwangsbeanspruchung reduziert. Mit fortschreitender Branddauer verliert der thermisch bedingte Momenteneinfluß an Bedeutung, und der Kurvenverlauf wird hauptsächlich von der Veränderung des Vorspannmoments geprägt. Das Stützmoment kann bei ausreichend angeordneter, unten liegender Stützbewehrung wieder bis auf den Ausgangswert anwachsen.

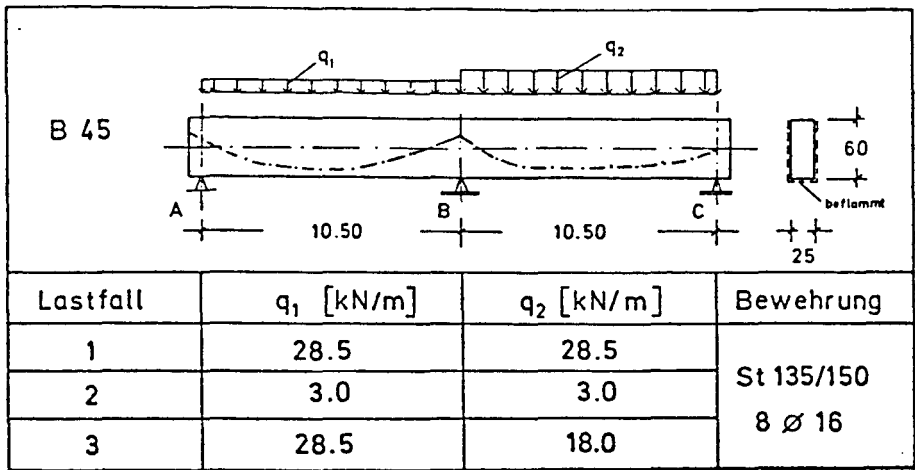


Bild 4: Zusammenstellung der berechneten Lastfälle

4. Rechenergebnisse

4.1 Stützmomentenverläufe

Die im Bild 5 dargestellten Stützmomentenverläufe für die Lastfälle 1, 2 und 3 (vgl. Bild 4) bestätigen die getroffenen Aussagen. Der ausgeprägte Abfall des Stützmoments im Lastfall 3 nach ungefähr 30 Minuten Branddauer ist durch die feldweise unterschiedliche Belastung und der daraus resultierenden geringeren verformungsbedingten Zusatzdehnung im Spannstahl über der Stütze bedingt.

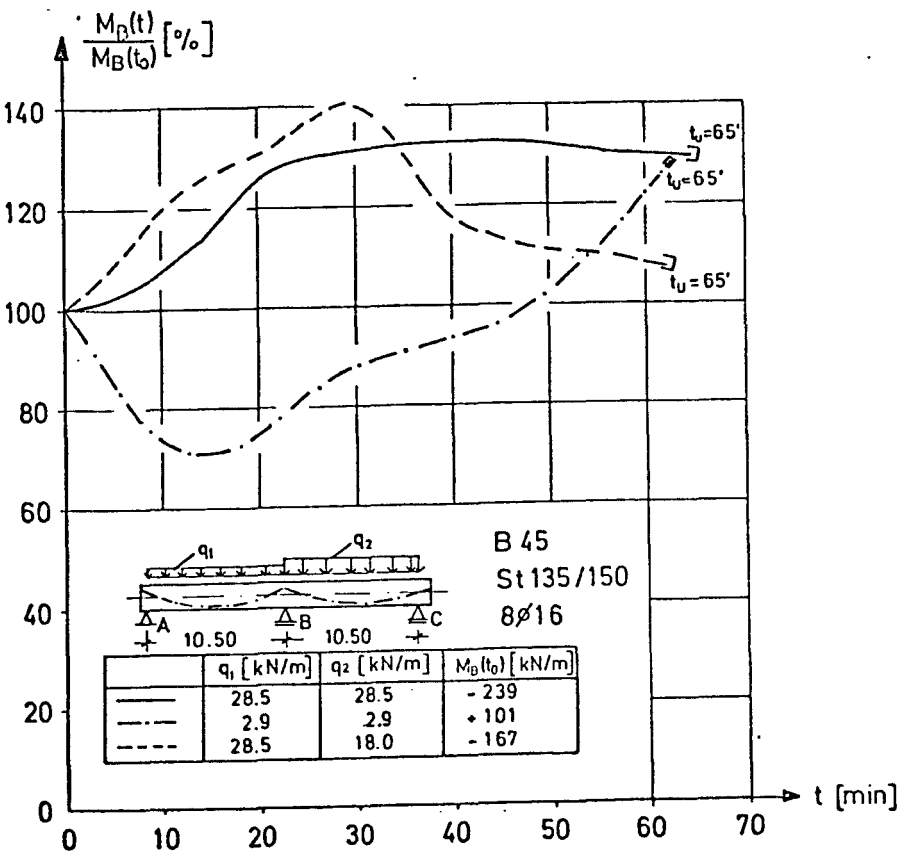


Bild 5:
Stützmomentenverläufe

4.2 Vorspannmomente in Feldmitte

Im Bild 6 ist die zeitliche Veränderung der Vorspannmomente in Feldmitte für die Lastfälle 1, 2 und 3 (vergl. Bild 4) dargestellt. Deutlich zeigt sich bei allen 3 Kurvenverläufen die Entlastung des Feldbereichs durch die Momentenumlagerung im Stützenbereich (s. Bild 5). Beim Momentenverlauf des Lastfalls 3 wird die nach 30 Minuten Branddauer einsetzende Verringerung des Stützmoments durch einen Wiederanstieg des Feldmoments widergespiegelt.

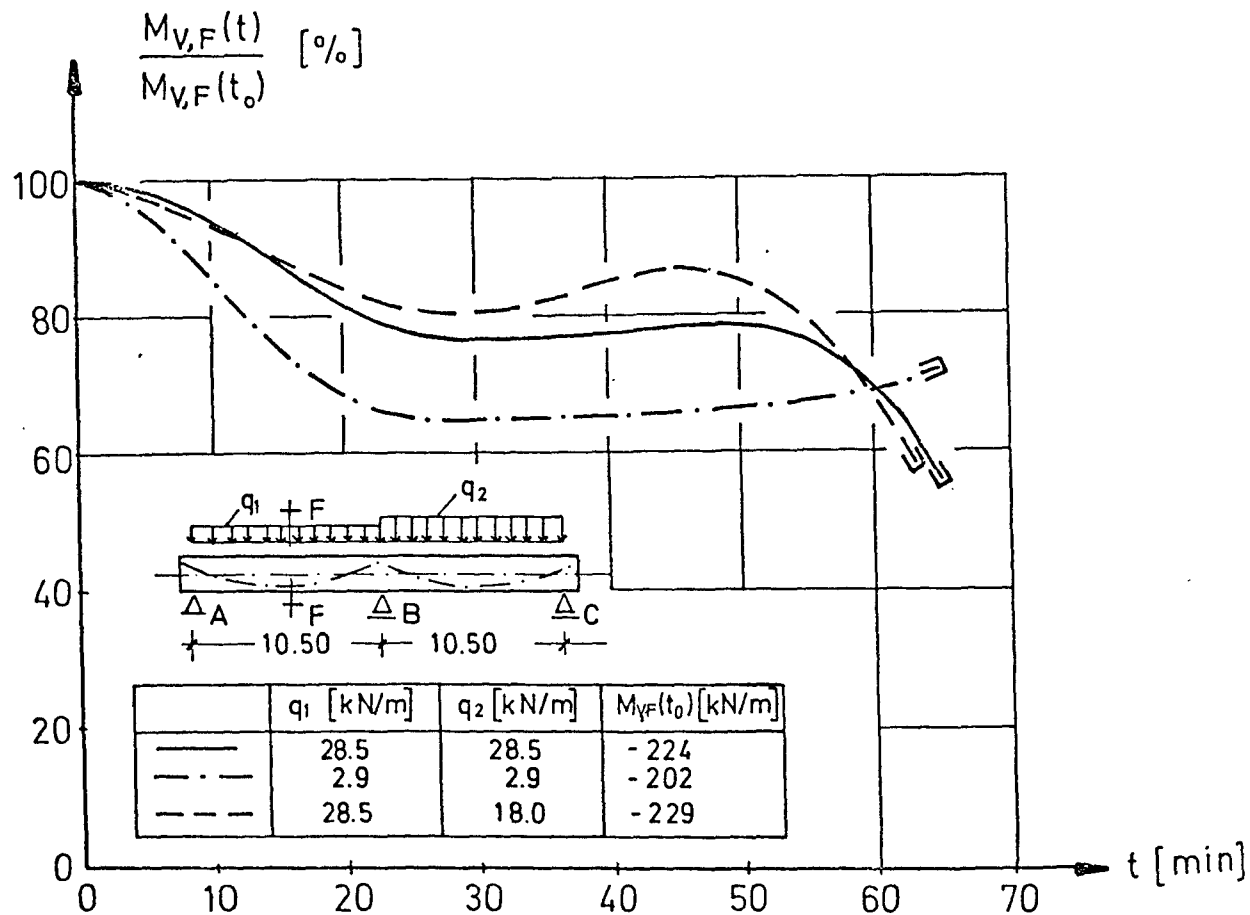


Bild 6: Verlauf der Vorspannmomente in Feldmitte

5. Ausblick

Das vorhandene Programmsystem bietet die Möglichkeit, durch umfangreiche Parameterstudien das Trag- und Verformungsverhalten vorgespannter Durchlaufkonstruktionen rechnerisch zu analysieren. Dabei sollen Untersuchungen im Vordergrund stehen, die eine zuverlässige Aussage über die Tragreserven von Durchlaufkonstruktionen gegenüber statisch bestimmt gelagerten vorgespannten Einfeldsystemen liefern.

Zur Überprüfung der numerischen Analyse sind experimentelle Untersuchungen unter Verwendung von Hochtemperatur-Dehnmeßstreifen geplant. Die Kontrolle des Programms ist wegen der unzureichenden Vergleichsmöglichkeit mit bisher durchgeführten Brandversuchen erforderlich.

Parallel zu der experimentellen Überprüfung des Programms auf der Basis der Normbrandkurve ETK sollen die Ergänzung und Erweiterung zur Erfassung von Temperatur-Zeit-Funktionen mit abfallender Temperaturlast vorangetrieben werden. Die Einarbeitung dieses Problem-bereichs erscheint besonders im Hinblick auf die Anwendung des Programms zur Analyse bereichsweise brandbeanspruchter Durchlaufkonstruktionen erforderlich.

6. Literaturverzeichnis

- [1] Haksever, A.:
Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahl-
betonrahmen im Brandfall
Diss., TU Braunschweig, (1977)
- [2] Richter, E.:
Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit von im Spannbett
vorgespannten Spannbetonbalken unter Brandbelastung gemäß
DIN 4102, (I. u. II. Teil)
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brand-
schutz der TU Braunschweig,
(I. Teil: 1978; II. Teil: in Vorbereitung)
- [3] Richter, E.:
Untersuchungen über das Tragverhalten brandbeanspruchter
Spannbetonbalken
SFB-Kolloquium Juni 1979

Untersuchungen zum Brandverhalten
von Leichtbeton-Bauteilen

von

Dr.-Ing. Wolfram Klingsch

Dipl.-Ing. Rüdiger Haß

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Zielsetzung	A 1 - 8 - 2
2. Thermische Analyse	A 1 - 8 - 2
3. Traglastanalyse	A 1 - 8 - 9
4. Sonderprobleme	A 1 - 8 - 15
5. Zusammenfassung	A 1 - 8 - 19
6. Literatur	A 1 - 8 - 20

1. Zielsetzung

Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zum Brandverhalten von Bauteilen aus Konstruktions-Leichtbeton werden in der Literatur verschiedentlich mitgeteilt [1-4 u.a.] begleitende theoretisch-rechnerische Untersuchungen fehlten jedoch bisher. Dies darf als der wesentliche Grund dafür angesehen werden, daß eine Verallgemeinerung der vorliegenden Versuchswerte bislang kaum versucht wurde. Insbesondere fehlten Informationen für eine gezielte brandschutztechnische Bemessung bei Berücksichtigung verschiedenster Parametereinflüsse. Lediglich die bekanntermaßen stärkere Isoliereigenschaft von Leichtbeton wurde bislang als einziger Parameter quantitativ erfaßt und wirkt sich in einer Verminderung der den Feuerwiderstandsklassen zugeordneten geometrischen Querschnittswerten aus [5].

Zielsetzung bei den hier berichteten Untersuchungen war sowohl die Durchführung ergänzender Bauteil-Brandversuche als auch die Erarbeitung funktional darstellbarer Gesetzmäßigkeiten zur Temperaturabhängigkeit der thermischen und mechanischen Materialeigenschaften und deren Integration in ein rechnerisches Traglastmodell. Die hier vorgestellten Untersuchungen, die in einigen Teilbereichen noch vervollständigt werden, sind Bestandteil eines größeren Forschungskomplexes, der zur Klärung der Beeinflussbarkeit des Brandverhaltens von Bauteilen durch baustoffkundliche Parameter beitragen soll.

2. Thermische Analyse

Die bislang vorliegenden Informationen zum Erwärmungsverhalten von Leichtbeton-Querschnitten wurden in der Mehrzahl der Fälle bei Bauteil-Brandversuchen gewonnen. Eine zumindest näherungsweise numerische Analyse dieser Meßdaten erfolgte dabei nur in Ausnahmefällen, da entsprechende Rechenwert-Funktionen der thermischen Stoffeigenschaften wenig entwickelt waren.

Im Rahmen der vorliegenden Studie wurden die das Erwärmungsverhalten steuernden Einzel-Stoffwerte zu einem Rechenwert der Temperaturleitzahl α zusammengefaßt. Grundlageninformationen zu den thermischen Stoffwerten wurden u. a. [6, 7] entnommen. Bild 1 zeigt den Verlauf

dieser Rechenwert-Funktion, die sich für eine rechnergesteuerte Anwendung in einfacher Art bereichsweise funktional approximieren läßt. Der $a(T)$ -Verlauf wurde dabei zusätzlich noch auf die Leichtbeton-Rohdichte normiert, wodurch die bei Konstruktions-Leichtbetonen zwischen relativ weiten Grenzwerten liegende und das Erwärmungsverhalten maßgeblich beeinflussende Rohdichte als Variable benutzt werden kann.

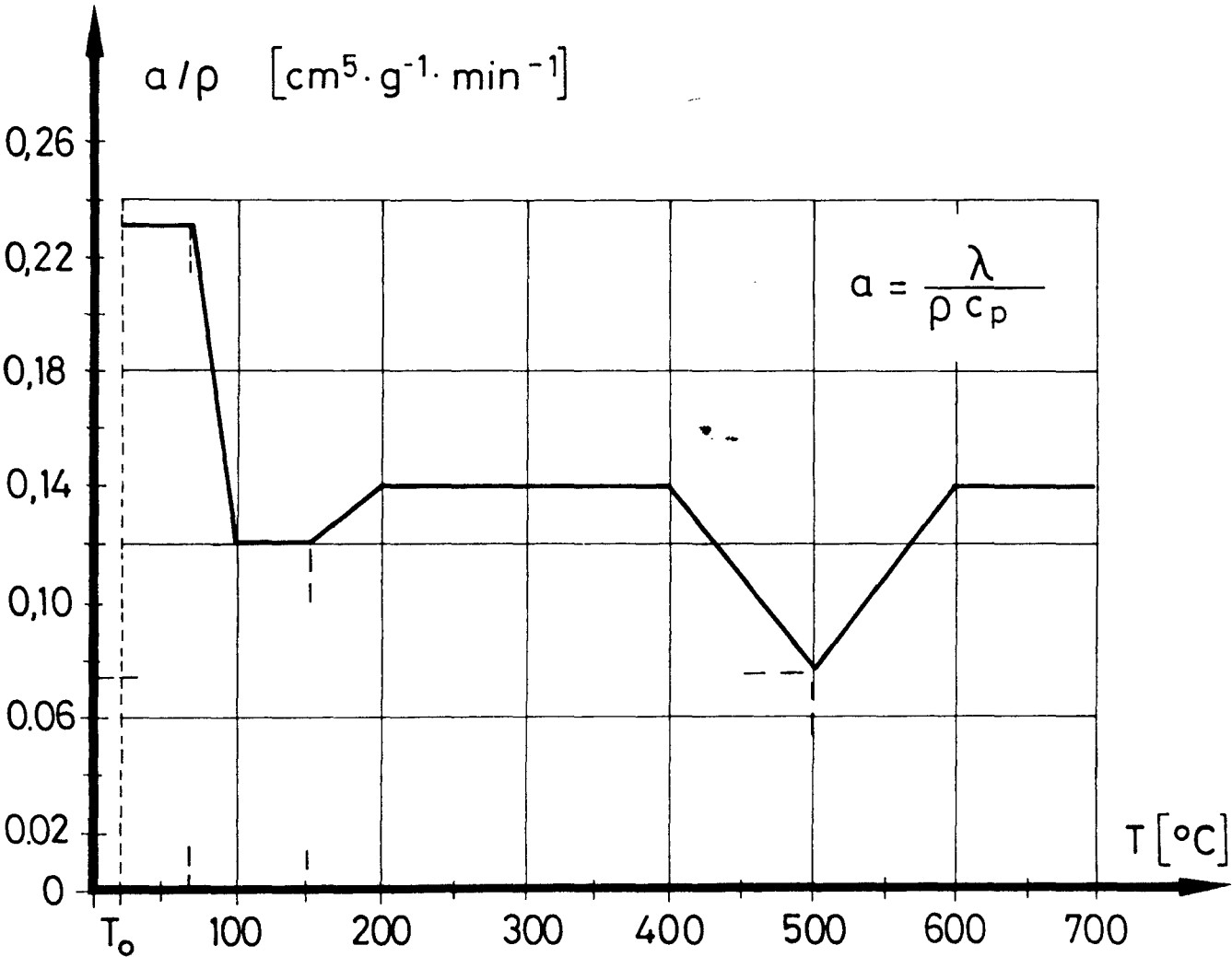


Bild 1: Temperaturleitzahl für Leichtbeton (Rechenwert, normiert auf Leichtbeton-Rohdichte ρ)

Zur experimentellen Überprüfung dieser Rechenwert-Funktion der Temperaturleitzahl wurden Leichtbeton-Probekörper unterschiedlicher Rohdichte mit den Außenabmessungen 300 x 300 x 1000 mm hergestellt. Die Werte der jeweiligen Betonmischung und die erreichten Rohdichten sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1: Betontechnologische Angaben

	Betonmischung		
	A	B	C
Zement ¹⁾ PZ 350 F	370	370	370
Leichtzuschlag ¹⁾ Liapor 8 (Blähton) 2/4 ²⁾ 4/8 ³⁾ 8/16 ³⁾	240 200 300	120 200 300	60 200 300
Natursand ¹⁾ 0/2	-	200	375
W/Z	0,51	0,51	0,51
$\beta_{w,28}$ [N/mm ²]	25	32	36
ρ [g/cm ³]	1,39	1,53	1,62

1) kg/m³-Frischbeton2) Schüttdichte 400 kg/m³3) Schüttdichte 600 kg/m³

Bild 2 zeigt für einen Leichtbeton-Querschnitt den berechneten und gemessenen Verlauf des Erwärmungsverhaltens bei ETK-Beanspruchung. Bei Anwendung des Materialgesetzes entsprechend Bild 1 und $\rho = 1,39 \text{ g/cm}^3$ liefert die Rechnung Temperatur-Zeit-Verläufe, die mit ausreichender Genauigkeit innerhalb des Streubereichs der Messungen liegen. Als Rechenverfahren wurde die Finite-Element-Methode benutzt. Bild 3 zeigt die berechneten Temperatur-Zeit-Verläufe eines speziellen Querschnittspunktes bei Variation der Leichtbeton-Rohdichte im Vergleich zu quarzitischem Normalbeton.

Querschnitts-Schliffbilder von Leichtbeton-Bauteilen zeigen häufig eine auffallend inhomogene Dichtestruktur, die auf eine teilweise Entmischung hindeuten. Die auf den Frischbeton einwirkenden Einflüsse aus Betonier- und Rüttelvorgang (Höhe des Betonierabschritts, Rütteltechnik und -dauer) können bei ungünstigen Verhältnissen eine teilweise Entmischung sicherlich fördern, wodurch dann die beobachteten Anreicherungen

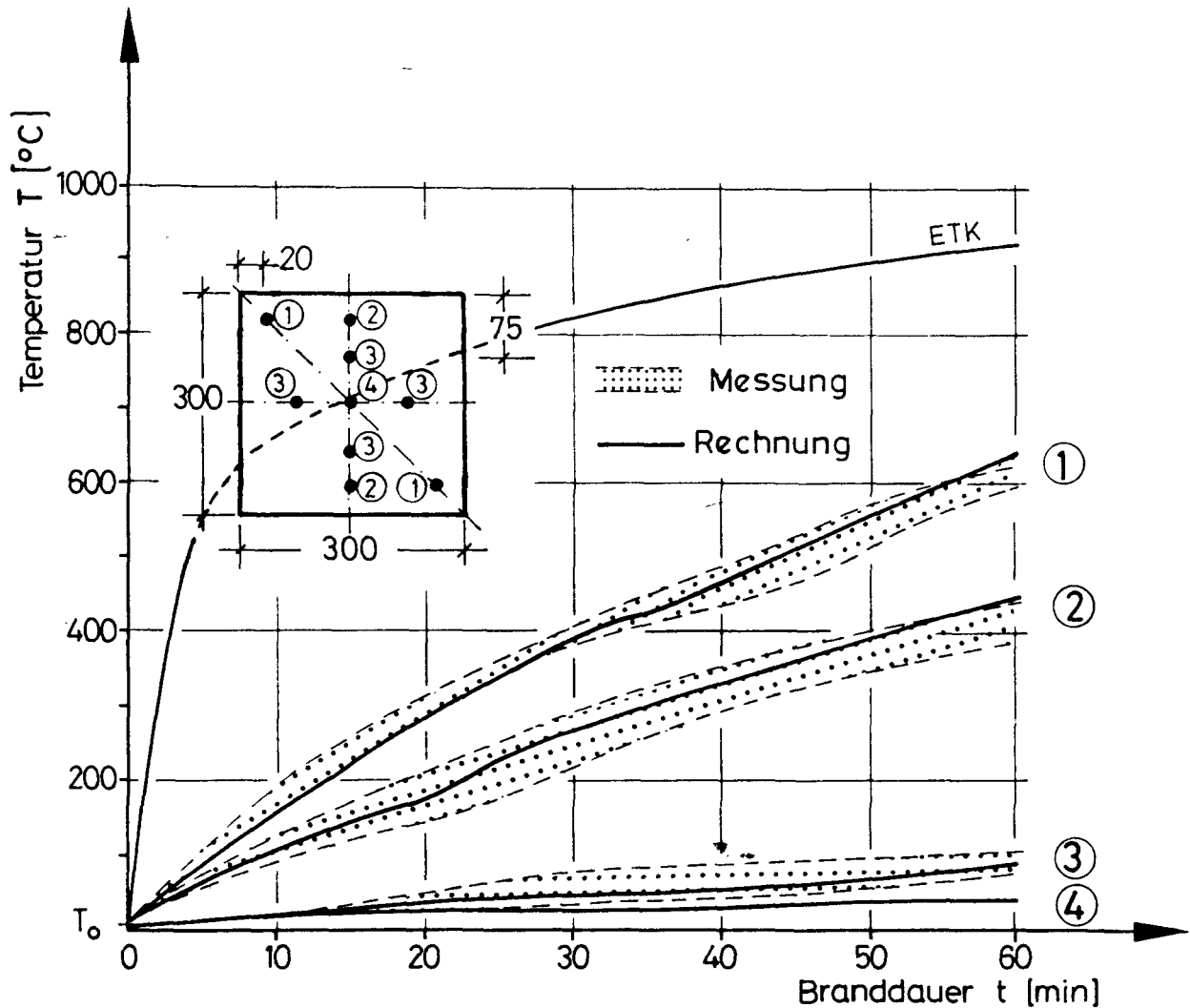


Bild 2: Erwärmungsverhalten eines Leichtbeton-Querschnitts (Vergleich Versuch/Rechnung für $\rho = 1,39 \text{ g/cm}^3$)

von aufgeschwommenen Leichtzuschlägen in Richtung der freien Betonoberfläche einerseits und die Zementsteinanreicherung in Richtung des Schalungsbodens andererseits erklärt werden können. Der sich dann einstellende Dichtegradient kann Veränderungen des Temperaturfeldes bewirken, über deren Größenordnung bislang keine Informationen vorlagen.

Zur Klärung dieser Fragen wurden erste Erwärmungsversuche an speziell behandelten Probekörpern durchgeführt. Jeweils zwei Vergleichsprobekörper, mit den Grundmischung entsprechend Tabelle 1, wurden auf dem Rütteltisch 30 sec bzw. 180 sec gerüttelt. Die dadurch bewirkten Dichteveränderungen sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Bild 4 zeigt die zugehörige Entmischung anhand eines Schliffbildes. Die Untersuchungen ergaben, daß mit zunehmender Rohdichte des frischen Leichtbetons, bei gleicher Leichtzuschlag-Menge und -Kornabstufung, erzielt durch steigende Sandzugaben, die Entmischung zunehmend geringer wird, was mit zunehmender Viskosität des Frischbetons erklärt werden kann. Die ex-

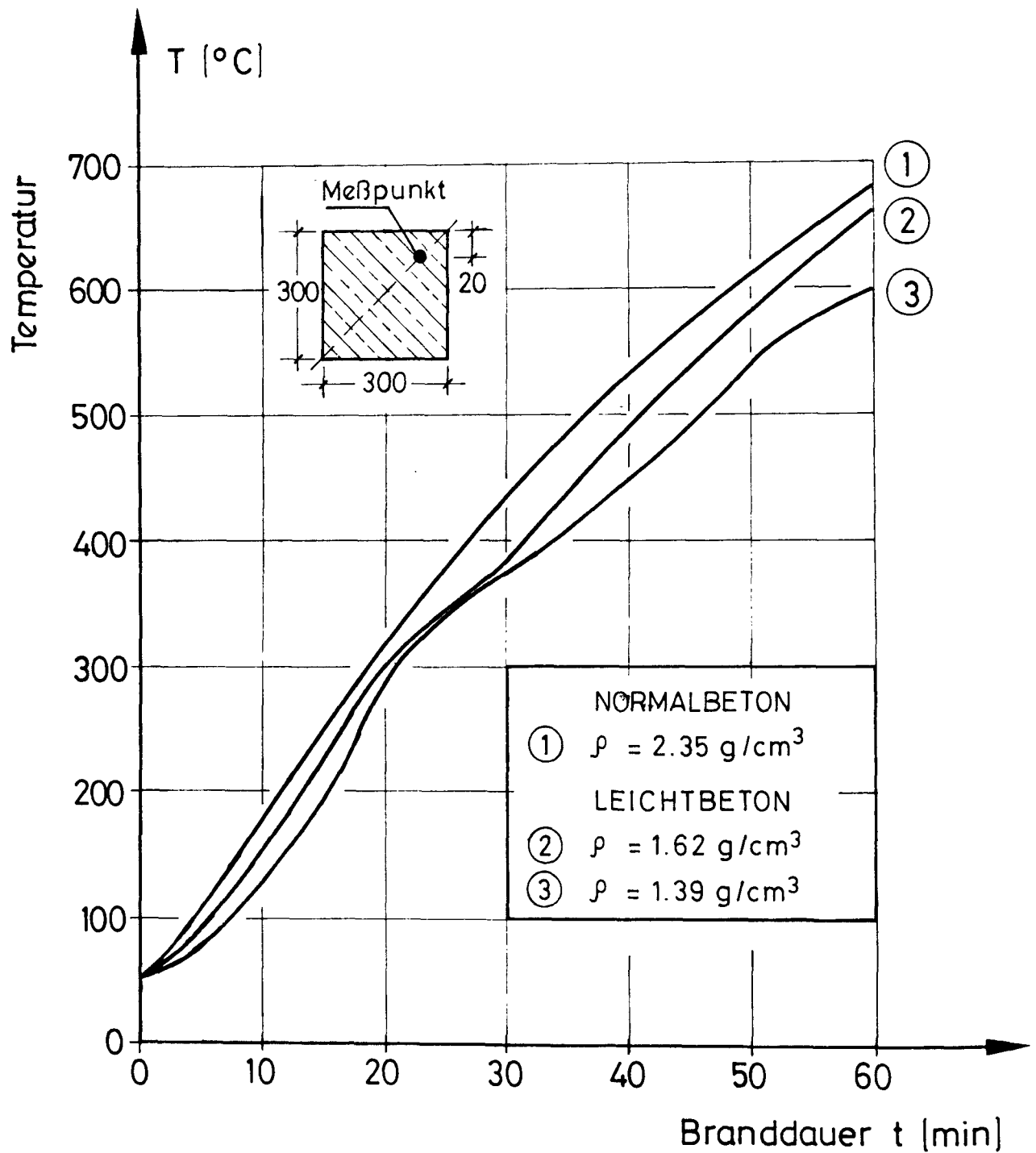


Bild 3: Einfluß der Rohdichte auf das Erwärmungsverhalten von Leichtbetonen, Vergleich mit Normalbeton

perimentell gewonnenen Ergebnisse zum Erwärmungsverhalten solcher teilweise entmischter Leichtbeton-Querschnitte wurden zusätzlich numerisch analysiert. Bild 5 zeigt die Verzerrung des Temperaturgradienten über den Querschnitt entsprechend dem Verlauf des Dichte-Gradienten. Auch hier stimmten die experimentell ermittelten Temperaturen und die numerisch bestimmten Werte mit guter Genauigkeit überein. Die bislang vor-

liegenden Ergebnisse deuten auf eine Veränderung der Aufheizgeschwindigkeit im Bereich der tragenden Bewehrung von etwa $\pm 15\%$ hin. Die Auswirkungen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen im Brandfall werden gegenwärtig noch untersucht.

Beton-Mischung ¹⁾	Festbeton-Dichte [g/cm ³]	
	20 sec	180 sec ²⁾
A	1,39	1,20/1,50
B	1,53	1,45/1,55
C	1,62	1,56/1,67

1) entsprechend Tabelle 1

2) Mittelwerte des oberen/unteren Drittels der Probekörperhöhe von $d = 300$ mm (Betonierrichtung)

Tabelle 2: Dichte-Verteilung bei Variation der Rütteltisch-Einwirkung

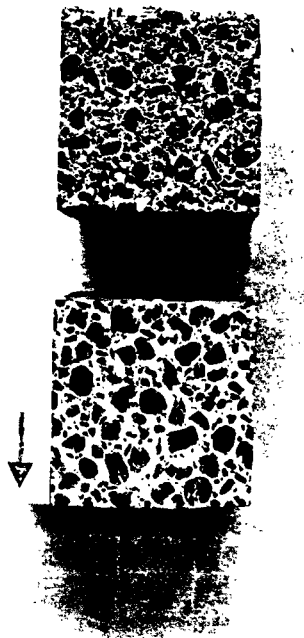


Bild 4:

Leichtbeton-Entmischung
(Mischung A Tabelle 2,
Rüttel einfluß)

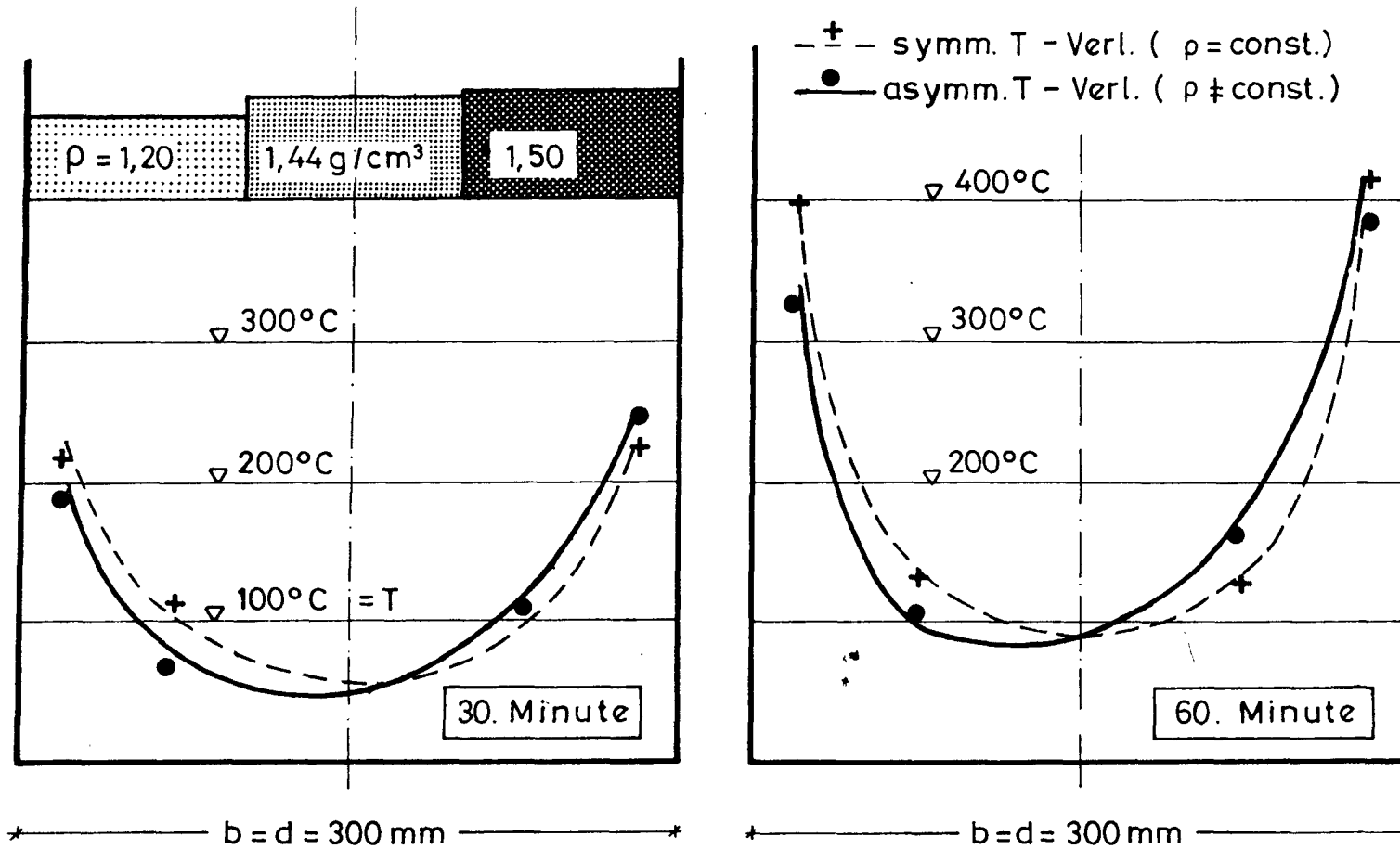


Bild 5: Veränderung des Erwärmungsverhaltens von Leichtbeton-Querschnitten bei teilweiser Entmischung

Gradiente bei homogener Dichteverteilung
 ($\rho = 1,39 \text{ g/cm}^3$)

Temperatur-Gradientenverlauf nach 180 sec. Rütteln
 ($\Delta \rho = \pm 0,12 \text{ g/cm}^3 \approx 9 \%$)

3. Traglastanalyse

Experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten von Leichtbeton-Bauteilen erfolgten bisher für vorwiegend biegebeanspruchte Bauteile; Informationen zum Brandverhalten von Leichtbeton-Stützen fehlten gänzlich. Eine Verallgemeinerung der mittels Versuchen gewonnenen Informationen auf empirischer Basis war wegen der begrenzten Versuchszahl bislang nur in Ansätzen möglich. Zielsetzung für die vorliegende Arbeit war es, ergänzend zu den unter Pkt. 2 beschriebenen thermischen Gesetzen entsprechend funktional beschreibbare Gesetze des mechanischen Verhaltens von Leichtbeton unter hoher Temperatur zu entwickeln. Diese konstitutiven Gesetze sollen anschließend in ein geeignetes Traglastmodell zur rechnerischen Ermittlung des Brandverhaltens von Leichtbeton-Bauteilen integriert werden.

Als ein erster Schritt zur Klärung des Brandverhaltens von Leichtbeton-Stützen wurden insgesamt 13 Versuche durchgeführt. Die Versuchskörper entstammen einem zuvor abgeschlossenen Versuchsprogramm zur Untersuchung des Tragverhaltens von Leichtbeton-Stützen im Normaltemperaturbereich [8]. Die Stützen hatten ein Mindestalter von 2,5 Jahren. Bei gleichen Außenabmessungen von $b/d = 270/170$ mm wurden zwei unterschiedliche Bewehrungs-Prozentsätze geprüft, jeweils BSt 420/500

$$4 \varnothing 12 \cong \text{tot } \mu = 0,98 \%$$

$$4 \varnothing 22 \cong \text{tot } \mu = 3,31 \%$$

Die Stützen waren beidseitig gelenkig gelagert bei unbehinderter thermischer Längsdehnungsmöglichkeit. Die Stützenlänge von $l_0 = 3,70$ m ergab eine effektive Schlankheit von $s_k/d = 22$ ($\lambda = 76$). Die Lasten, mit einem Traglastprogramm unter Berücksichtigung der aktuellen Materialfestigkeiten zum Versuchszeitpunkt gerechnet [8], wurden an beiden Stützenenden mit gleichgroßen und gleichsinnigen Exzentrizitäten eingeleitet. Versuchsparameter waren neben dem Bewehrungsgehalt die Größenordnung Normalkraft-Exzentrizität e_0 und die Normalkraft-Ausnutzung $N_0/zul N$.

Tabelle 3 enthält eine Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsparameter und die Versagenszeiten. Bild 6 zeigt die Stützen Nr. 3 und 7 nach dem Brandversuch.

Tabelle 3: Leichtbeton-Stützenversuche

Versuch	Bewehrung	Lastexzentrizität	aktuelle Belastung	vorh. Ausnutzung	Versagenszeit
Nr.	\emptyset [mm] tot μ [%]	e_o [mm] (e_o/d)	N_o [kN]		t_u [min]
1	4 \emptyset 12	17,0 (0,10)	410	1,0	14
2.1			287	0,7	17
2.2					17
3			164	0,4	32
4		50,0 (0,30)	192	1,0	16
5			134	0,7	26
6			77	0,4	40
7.1	4 \emptyset 22	17,0 (0,10)	634	1,0	14
7.2					14
8.1			444	0,7	21
8.2					22
9			254	0,4	53
10		50,0 (0,30)	286	0,7	31

Geometrie: $b/d/u = 270/170/20$ mm Material: $\beta_{p,28}/\beta_{p,800} = 35,2/43,3 \text{ N/mm}^2$
 $s = s_K = 3700$ mm $\beta_S = 437,8 - 499,7 \text{ N/mm}^2$

Diese ersten Testversuche zeigen, daß aus reinen Bruchzuständen nur bedingt für eine geschlossene und sichere Tragwerksanalyse bzw. für Verallgemeinerungen. Darüberhinaus ist zu berücksichtigen, daß die Versuche aus der Materialinhomogenität und der Größe der Bruchzone eine wesentliche Rolle, bei denen sich die Bruchzustände teilweise von den Stützproblemen unterscheiden. (Bild 6)

A 1 - 8 - Seite 11

Von einer Untersuchung des Stützengrundes ist zu erwarten, daß die Ergebnisse der Untersuchung praktisch nur Zementbeton betreffen.

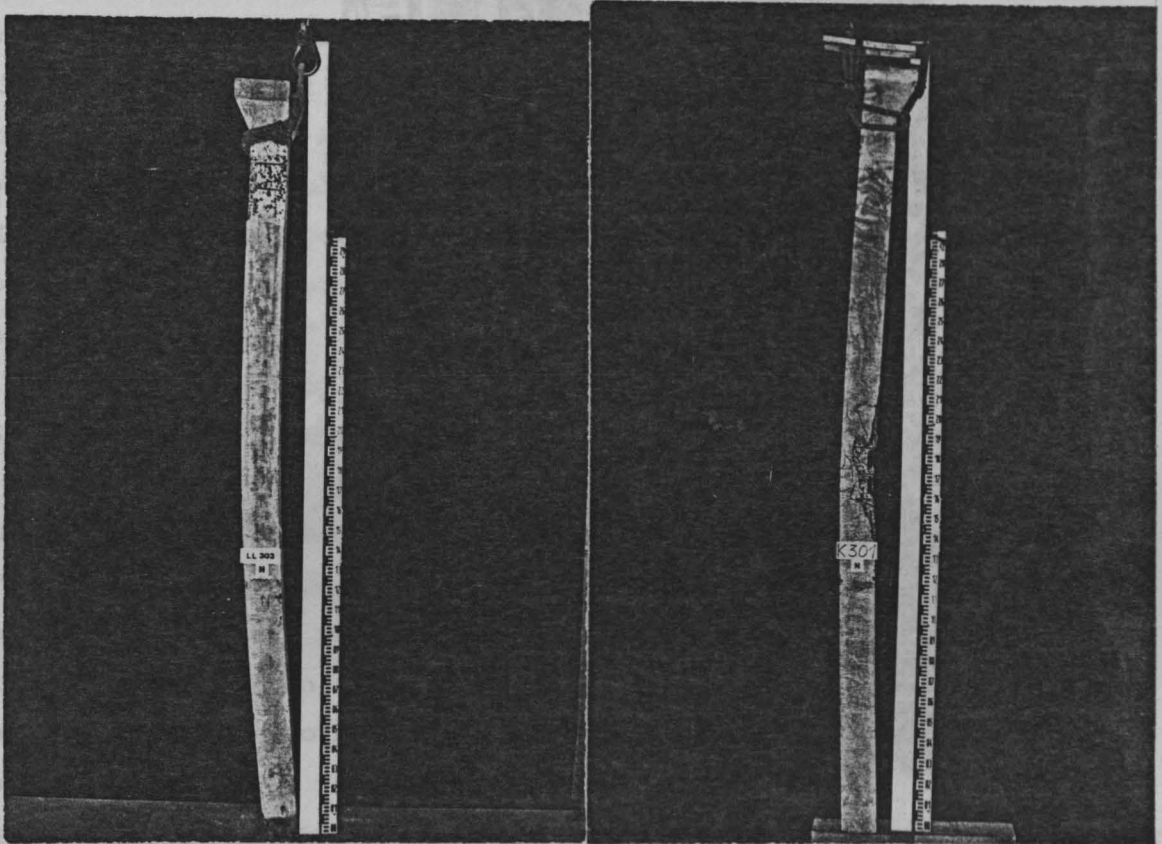


Bild 6: Bruchzustand von Leichtbeton-Stützen nach ETK-Brand

links: Versuch Nr. 3 (40 % Lastausnutzung)
rechts: Versuch Nr. 7 (100 % Lastausnutzung)

Auffallendstes Ergebnis der Stützenbrandversuche war der zum Teil sehr frühe Versagenszeitpunkt t_u , der nicht allein mit den geringen Querschnittsabmessungen erklärt werden kann. Stützen mit Normalkraft-Ausnutzungen von $N_0 / \text{zul } N \geq 0,7$ versagten unangekündigt mit einem explosionsartigen Heraussprengen der Betondruckzone, teilweise bis in eine Querschnittstiefe von $d/3$ (Bild 7). Bei diesem Versagen handelt es

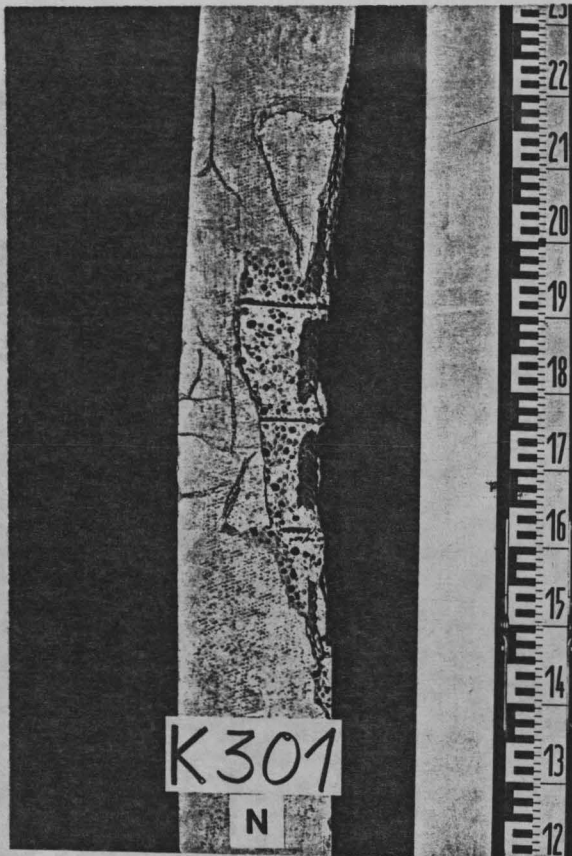


Bild 7: Versagensquerschnitt, Versuch Nr. 7

sich offenbar nicht um Abplatzeffekte bekannter Art [9], wie durch entsprechende Kontrollversuche festgestellt wurde. Die Versagenszeit konnte durch erhöhten Bewehrungsgehalt bzw. vergrößerte Exzentrizitäten nur geringfügig positiv beeinflusst werden.

Diese ersten Tastversuche eignen sich aus verschiedenen Gründen nur bedingt für eine geschlossene numerische Traglastanalyse bzw. für Verallgemeinerungen. Insbesondere spielten bei diesen Versuchen aus der Materialinhomogenität resultierende Effekte eine wesentliche Rolle, bei denen sich zu den unter Pkt. 2 diskutierten thermischen Sonderproblemen zusätzliche mechanische Auswirkungen überlagerten. Eine Untersuchung des Stützenquerschnitts ergab, daß um die Längsbewehrung herum praktisch nur Zementstein, jedoch kaum Leichtzuschlagkörner vorhanden waren, was sich aus der Zuordnung von Überdeckung und Größtkorn erklärt. Dieser Effekt hatte auf die normalen Traglastuntersuchungen [8] keine nennenswerten Auswirkungen, beeinflusste das Brandverhalten offensichtlich ganz erheblich. Die Erwärmung der Bewehrungsstähle und damit deren Entfestigung erfolgte bei den Versuchen praktisch wie bei Normalbeton; teilweise noch beschleunigt infolge Temperaturstaus durch den hinter der Bewehrungslage isolierend wirkenden Leichtbeton. Verstärkte innere Zwängungen und schnellerer Festigkeitsverlust des bei diesen Schlankheiten wichtigen Druckrandes sind weitere ungünstige Effekte.

Die rechnergesteuerte Traglastanalyse dieser Stützenbrandversuche liefert bei Annahme idealer Materialverteilungen Versagenszeiten, die etwa 30 % höher als im Versuch liegen. Mit ergänzenden numerischen Untersuchungen konnten die Auswirkungen der vorgenannten Einzeleinflüsse, zunächst bei isolierter Betrachtungsweise, quantitativ aufgezeigt werden.

Bild 8 zeigt die für die numerische Analyse benutzten Arbeitslinien für Leichtbeton in Abhängigkeit von der Temperatur. Das Grundmodell der bilinearen σ - ϵ -Linien ist in Anlehnung an [8] gewählt. Hierdurch wird ein kontinuierlicher Übergang vom Hochtemperaturbereich in den Normalbereich und damit in die Normbemessung von Leichtbetonbauteilen gewährleistet.

Die den Verlauf der Arbeitslinien steuernden temperaturabhängigen Parameter, Festigkeit β , zentrische und exzentrische Bruchstauchungen, ϵ_e und ϵ_u , wurden als eigene Rechenwertfunktionen entwickelt [11] und orientieren sich im wesentlichen an den Messungen nach [10]; dies gilt in entsprechender Weise auch für die Gesetze zum thermischen Dehnungsverhalten.

Das numerische Traglastmodell benutzt das in [12] entwickelte Prinzip der mehrdimensionalen Diskretisierung.

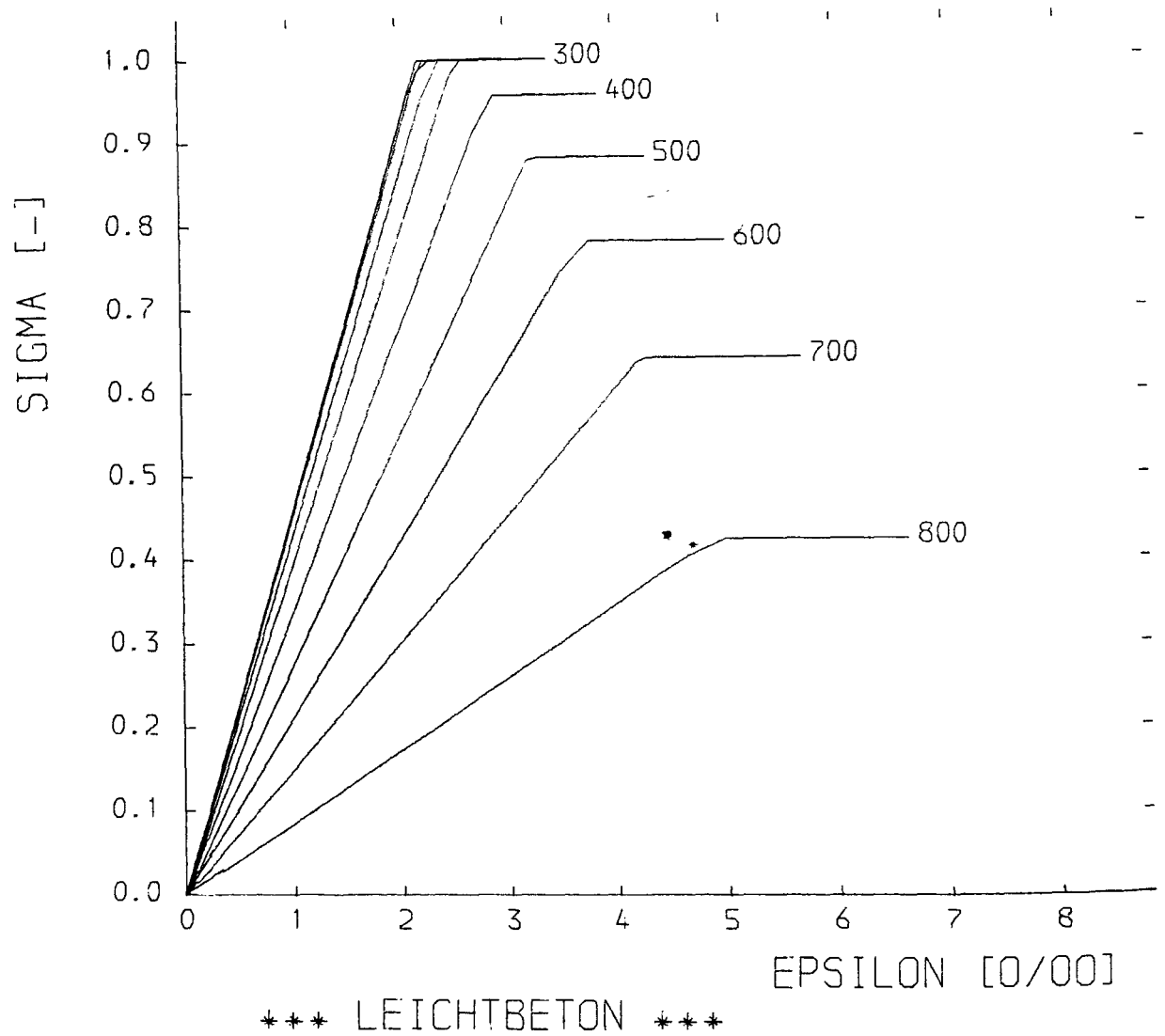


Bild 8: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Linien für Konstruktions-Leichtbeton (KLB) (Rechenwerte)

4. Sonderprobleme

Informationen zu Fragen des Zwangskraftverlaufs bei Behinderung der thermischen Längsdehnung und zur Resttragfähigkeit nach vorangegangener Brandbeanspruchung fehlten bislang gänzlich. Ausreichende Kenntnisse hierüber sind jedoch für eine umfassende Beurteilung des Brandverhaltens von Leichtbeton-Bauteilen erforderlich. Mit einigen Tastversuchen wurden zu dieser Thematik erste Ergebnisse erarbeitet.

Bild 10 zeigt die Zwangskraftentwicklung eines Querschnitts bei vollständiger Behinderung der thermischen Längsdehnung. Die Werte steigen sehr schnell an. Das Maximum der Zwängung wird mit $\Delta N = 0,55 N_0$ erreicht. Der danach einsetzende Zwängungsabbau verläuft deutlich verzögert, bis der Anfangs-Auflastwert N_0 wieder erreicht ist, ohne daß der Querschnitt versagt. Zur Verdeutlichung dieser Zwängungscharakteristik zeigt Bild 11 den Verlauf der unbehinderten thermischen Längsdehnung eines Vergleichs-Prüfkörpers. Das Maximum der Zwängung nach Bild 10 fällt danach in den Bereich der noch deutlich verzögerten thermischen Längsdehnung, während das Dehnungsmaximum bei bereits wieder um etwa 60 % abgebauten Zwängungen beobachtet wird. Neben den zeitlich verzögert einsetzenden Hochtemperatur-Relaxationseinflüssen machen sich bei den hohen Dehnwerten insbesondere progressive Gefügelockerungen und starke Entfestigungen der Querschnitts-Randbereiche bemerkbar. Das Zwangskraftmaximum tritt zwar bei geringeren thermischen Längsdehnungen auf, dann jedoch liegt eine voll intakte Gefügestruktur und nur gering entfestigter Beton mit geringer Hochtemperatur-Relaxation vor.

Die Feuerwiderstandsfähigkeit des Querschnitts wird im vorliegenden Fall durch die Zwängung nur wenig verkürzt. Der zu beobachtende Tragfähigkeitsverlust ist den zuvor eingepprägten irreversiblen Gefügeschädigungen zuzuschreiben und hat seine Ursache somit in der Lastgeschichte.

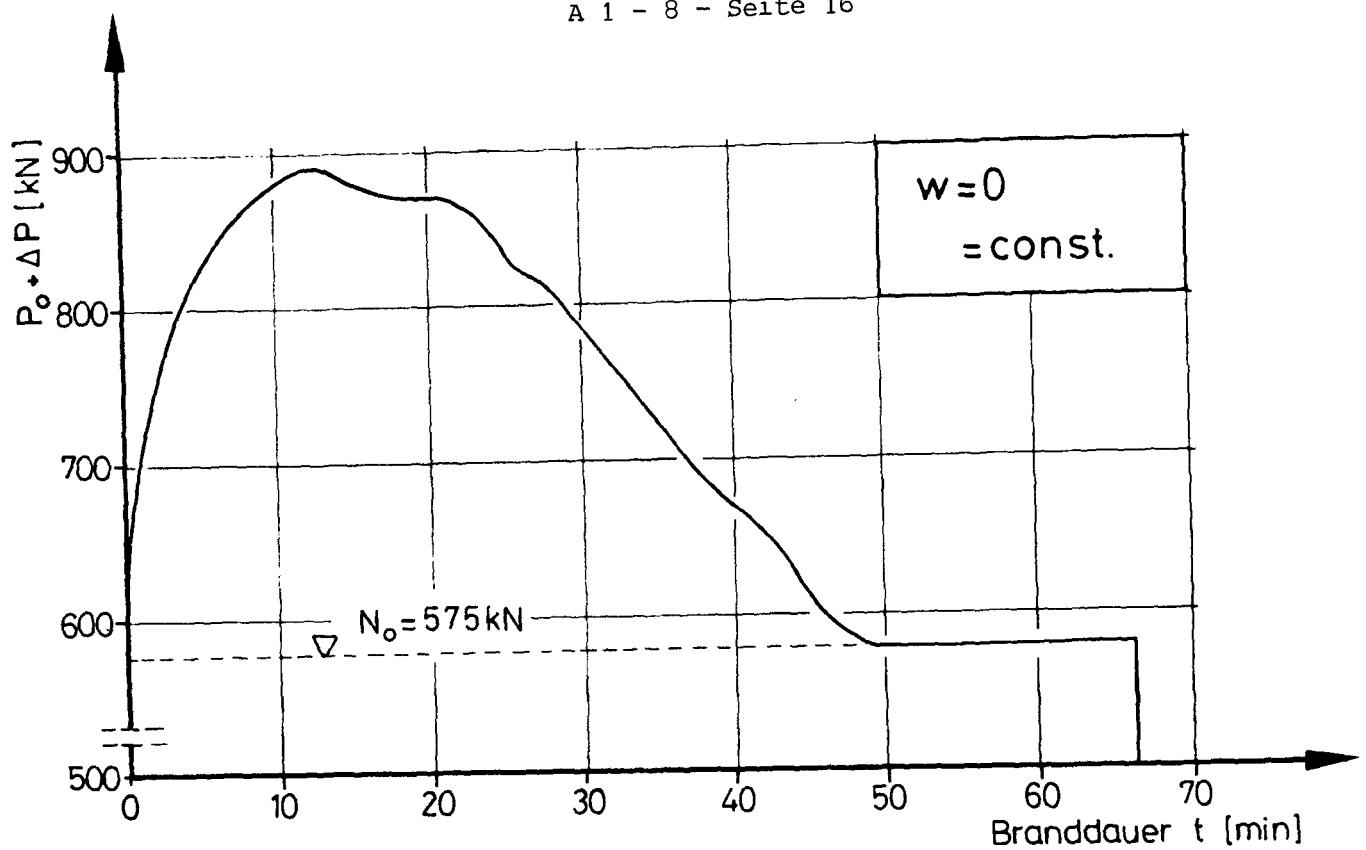


Bild 10: Zwangskraft-Charakteristik eines Leichtbeton-Querschnitts
 $(w = 0, N(t) = N_0 + \Delta N(t))$

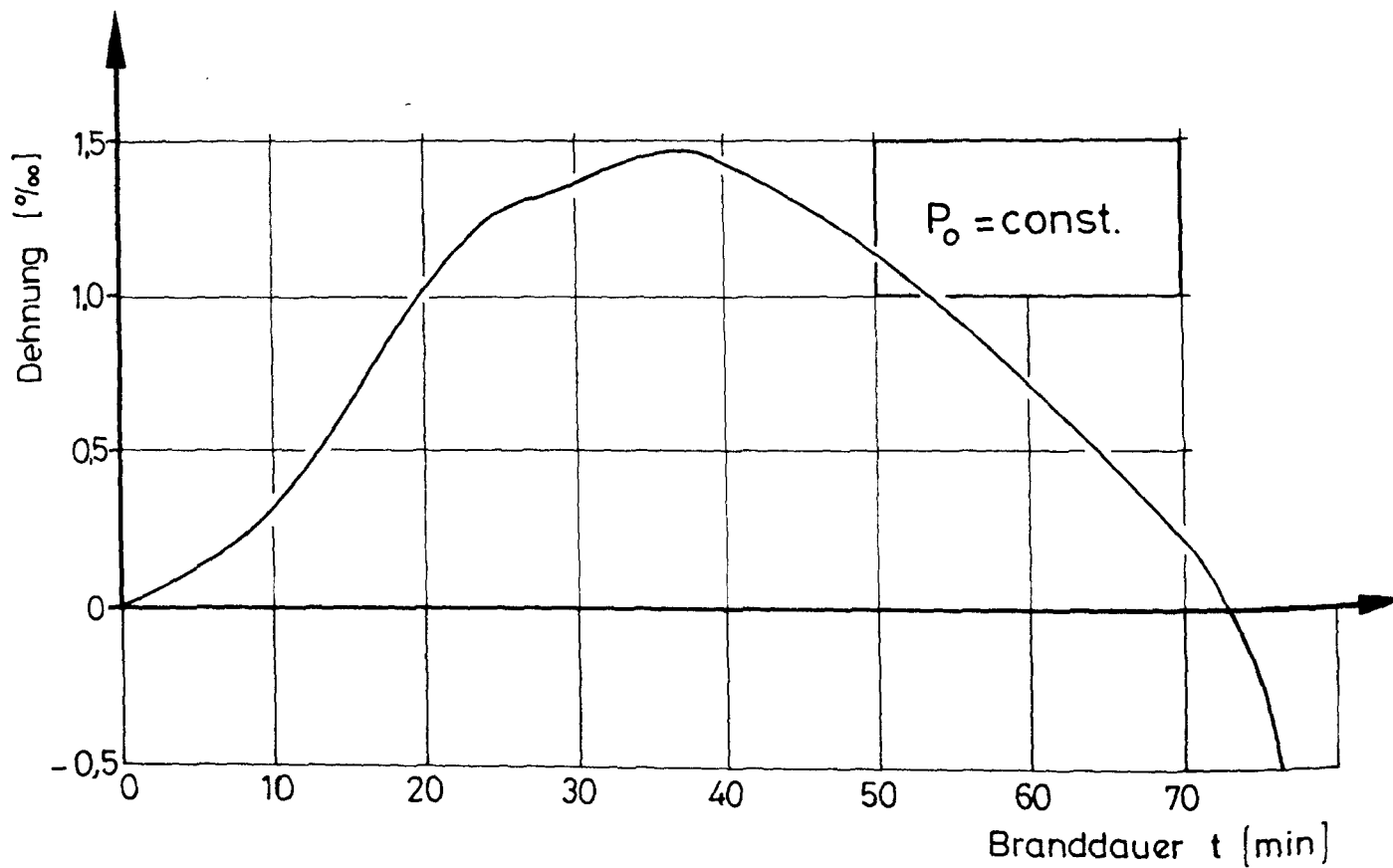


Bild 11: Dehnungsentwicklung eines Leichtbeton-Querschnitts
 $(\Delta P = 0, w(t))$

Die Arbeiten auf dem Gebiet der Resttragfähigkeit sind - nicht nur für Leichtbeton - erst in der Anfangsphase. Auch die umfassende Analyse der bisher erarbeiteten experimentellen Ergebnisse steht noch aus. Um erste Informationen zur Resttragfähigkeit von Leichtbetonstützen zu erhalten, wurden u. a. unterschiedlich bewehrte Probekörper jeweils für 30 min einer ETK-Beanspruchung ausgesetzt. Die Belastung N betrug 40 % der zulässigen Querschnittsbelastbarkeit N_o , bezogen auf die aktuellen Festigkeiten β . Dies entspricht näherungsweise der Tragfähigkeitsausnutzung N/N_u bei Stützen in Hochbau-Rahmensystemen.

$$N_u = A_{St} \beta_s + A_B \beta_{RW}$$

$$N_o = N_u / \nu$$

$$N = 0,40 N_o$$

Bild 12 zeigt die gemessenen Dehnungscharakteristika der Versuche. Etwa 12 Stunden nach der Brandbeanspruchung war der Gesamt-Dilatationsvorgang jeweils beendet. Während jedoch der mit 3 % stärker bewehrte Querschnitt das ehemalige Ausgangsniveau der Dehnung wieder erreichte, zeigte der mit 1 % schwächer bewehrte Querschnitt erhebliche bleibende Stauchungen.

Die verbliebenen Bruchlasten nach der 30 minütigen ETK-Beanspruchung, Resttragfähigkeiten N_u^R , wurden ermittelt zu

$$N_u^R = 950 \text{ kN} = 0,45 N_u \quad \text{für tot } \mu = 3 \%$$

$$N_u^R = 992 \text{ kN} = 0,58 N_u \quad \text{für tot } \mu = 1 \%$$

Wegen der Verwendung von naturharten Bewehrungsstählen kann der Tragfähigkeitsverlust in den vorliegenden Fällen vollständig dem Leichtbeton zugeschrieben werden.

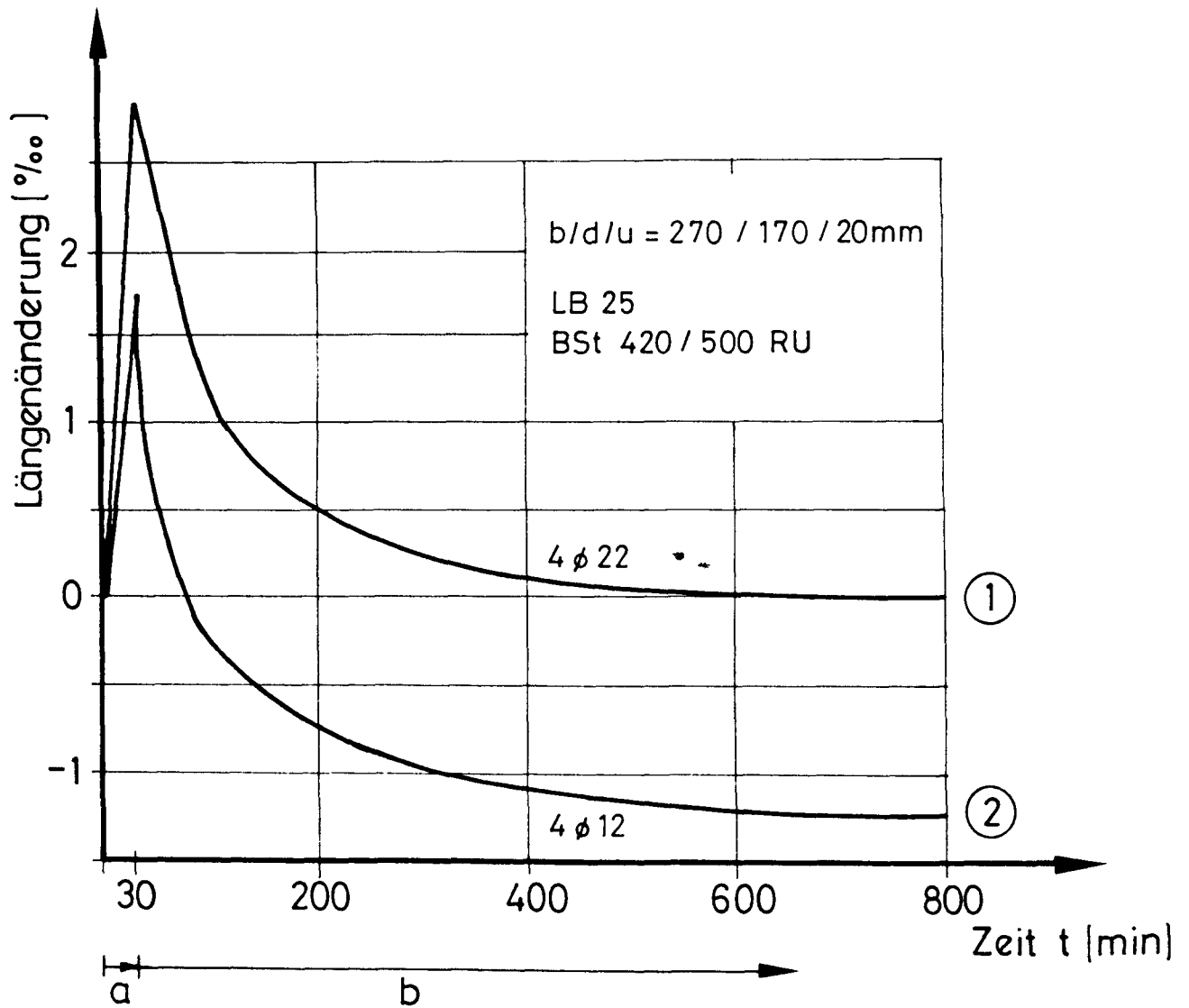


Bild 12: Dehnungs-Geschichte und Resttragfähigkeit
 (a: 30 minütiger ETK-Brand, b: Abkühlphase)

5. Zusammenfassung

Die im vorliegenden Bericht enthaltenen Informationen zum Brandverhalten von Bauteilen aus Konstruktions-Leichtbeton beruhen sowohl auf experimentellen Untersuchungen an Bauteilen und Bauteilabschnitten als auch auf ergänzenden theoretisch-rechnerischen Untersuchungen zum Erwärmungs-, Trag- und Verformungsverhalten. Die Untersuchungen ergaben, daß einem veränderten Erwärmungsverhalten infolge möglicher Leichtbeton-Entmischungen u. U. besondere Beachtung geschenkt werden sollte, da hieraus eine verstärkte Bauteilgefährdung resultieren kann. Nicht nur die durchgeführten Stützenversuche, sondern auch die Auswertung von Temperatur-Meßdaten aus Brandversuchen an vorgespannten Leichtbetonbalken [2] und deren numerische Analyse deuten darauf hin. Während die thermische Analyse mit ausreichender Zuverlässigkeit numerisch möglich ist, sind die experimentellen und theoretischen Untersuchungen zur Klärung der festgestellten Versagenserscheinungen an schlanken Druckgliedern noch nicht abgeschlossen. Erste weitergehende Arbeiten deuten jedoch darauf hin, daß LB-Stützen oberhalb einer bestimmten Schlankheitsgrenze die Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102 nur für Lastausnutzungen bis max. 50 % erreichen.

Die Untersuchungen werden fortgesetzt.

6. Literatur

- [1] Krampf, L.; Schwick, W.: Grundlagenuntersuchungen zum Verhalten von Konstruktionsleichtbeton unter Brandbeanspruchung. - Forschungsbericht (BMFT: I 7 - 81 07 05 - 122/3), Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1973.
- [2] Bechtold, R.: Untersuchungen über das Verhalten von Spannleichtbetonkonstruktionen unter Feuerangriff. - Forschungsbericht (BMFT: I 7 - 81 07 05 - 122/2), Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1973.
- [3] Krampf, L.: Verhalten der Biegedruckzone von Stahlleichtbetonbalken unter Brandbeanspruchung. - Forschungsbericht (BMFT: I 7 - 81 07 05 - 116/3), Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1973.
- [4] Bechtold, R.: Brandverhalten von KLB-Platten. - Forschungsbericht (Zementindustrie: V-Ws/Sk), Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1977.
- [5] DIN 4102, Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 4 E, 1980.
- [6] Harmathy, T.Z.: Thermal Performance of Concrete Masonry Walls in Fire. Research Paper No. 423, Division of Building Research, Ottawa, 1970.
- [7] Harmathy, T.Z.; Allen, L.W.: Thermal Properties of Selected Masonry Unit Concretes. Research Paper No. 562, Division of Building Research, Ottawa, 1973.
- [8] Molzahn, R.; Kordina, K.: Langzeitversuche an Stützen aus Konstruktionsleichtbeton. - Forschungsbericht (AIF Nr. 3156), 1979.
- [9] Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Bauteilen aus Beton bei Brandbeanspruchung. - DAfStb., Heft 248, 1975.
- [10] Schneider, U.; Diederichs, U.; Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. - Forschungsbericht B 3, SFB 148, Technische Universität Braunschweig, 1977.
- [11] Klingsch, W.: Temperaturabhängige Materialkennwerte von Baustoffen, Rechenwerte. - SFB 148, Technische Universität Braunschweig (Bericht in Vorbereitung).
- [12] Klingsch, W.: Traglastberechnung instationärer thermisch beanspruchter schlanker Stahlbetonstützen mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975.

Analytical predictions of structural response for reinforced
concrete columns in fire, tested in Sweden

by

Dr.-Ing. A. Haksever
Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität
Braunschweig - Germany

Dozent Dr. Techn. Y. Anderberg
Division of structural Mechanics
and concrete construction
Technical University
Lund - Sweden

<u>Table of contents</u>	Page
1. Introduction	2
2. Testing procedure	2
3. Material data	3
4. Results	4
4.1 Temperature calculations	6
4.2 Structural behaviour	6
5. Conclusions	11
6. Future activity	12
7. References	13

1. Introduction

This paper is the first result of a recently started cooperation in structural fire engineering research between Lund Institute of Technology and Fire Research Department of Technical University Brunswick. The goal of the project is to develop improved calculation methods based on more reliable behaviour models of concrete and steel. For this reason tests in columns carried out at the Swedish Board for Testing in Boras, Sweden, als well as in Brunswick are used in verifying purpose.

This paper deals with a qualitative verification of structural behaviour for some reinforced concrete columns fire-exposed on three sides and tested in Sweden. A computer program developed in Lund [1] is used for evaluating the thermal response. The structural behaviour is predicted by another program developed in Brunswick [2]. The Analytical model of concrete and steel used in the structural progrm originates from Schneider and Haksever [3] respectively.

The calculations made herein illustrate the need for improved behaviour models for concrete and steel. Therefore the next step will be to introduce new material models into the structural program in order to achieve more effective and reliable analytical calculation programs.

2. Testing procedure

The principal testing arrangement is illustrated in Fig. 1 showing how the concrete column is placed at the opening of the vertical furnace ($b \times l \times h = 3 \times 1,8 \times 3 \text{ m}^3$). The hydraulic loading is applied either centrically or eccentrically according to Fig. 1. The column is fire-exposed on three sides and lightweight concrete walls are closing the furnace (see Fig. 2).

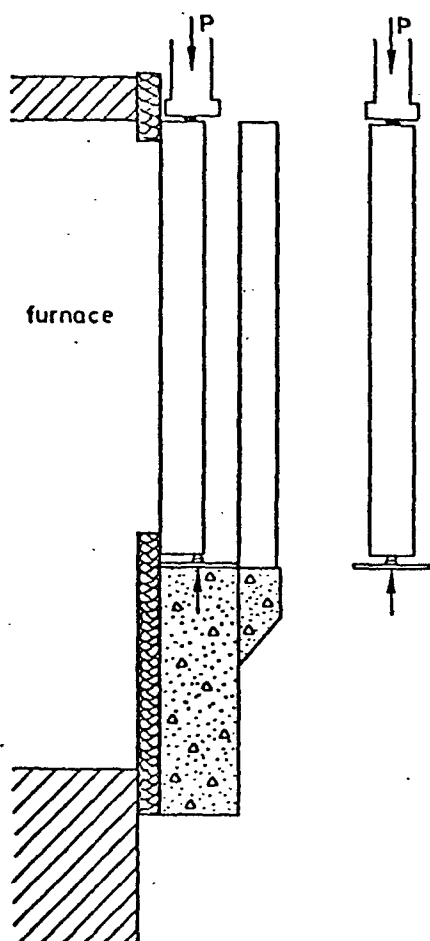


Fig. 1

Testing facilities

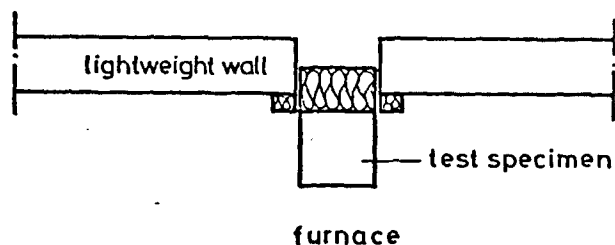


Fig. 2

Section of furnace from above

The fire exposure is followed according to ISO 834 by 9 thermocouples placed around the column as shown in Fig. 3. The horizontal and axial deformations were measured by 10 inductive transmitters placed as illustrated in Fig. 3.

The reinforcement (Ks 40 Ø 16, hot-rolled) of the column (length 2 m) and the placement of 21 thermocouples in mid-section is given in Fig. 4.

3. Material data

The concrete used for the column specimens have a cube strength of about 46 MPa referring to the testing age (110 Days). The compressive strength used in calculation is $0,8 \times 46 = 34$ MPa. Bending strength was determined to about 4,4 MPa.

The moisture content of the concrete is measured on cubes ($0,15 \times 0,15 \times 0,15 \text{ m}^3$) in connection to testing and is about 6 %. This value is taken into account in temperature and load bearing calculations.

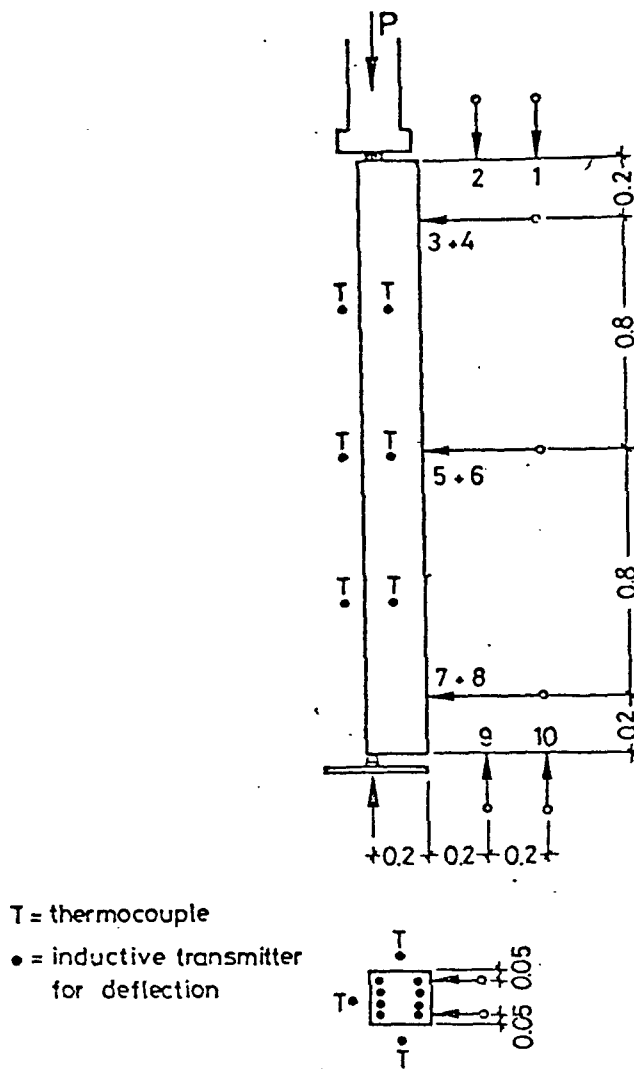


Fig. 3 Placement of thermocouples and inductive transmitters for deflection measurements

The reinforcement Ks 40, \varnothing 16 have a proof strength $\sigma_{0,2} = 453$ MPa and an ultimate strength $\sigma_{ult} = 716$ MPa, which is used in the program. The strings of the column shown in Fig. 4 are Ps 50, \varnothing 6.

4. Results

Three reinforced concrete columns fire-exposed on three sides are studied analytically. Predicted thermal and structural response is compared to measurements for centrally and excentrically (± 6 cm) loaded columns.

The loadbearing capacity at room-temperature is determined in Lund for an eccentricity of 0 and 6 cm to 1,95 and 0,95 MN respectively. Data of the three tests studied in this paper ist given in Table 1.

Slender	Load in MN	excentricity in cm	Fire Resistance in min testing	calculated
SL-1	0,90	0,00	52	60
SL-2	0,60	+ 6,00	30	55
SL-3	0,30	- 6,00	120	120

Table 1 Test and calculation data

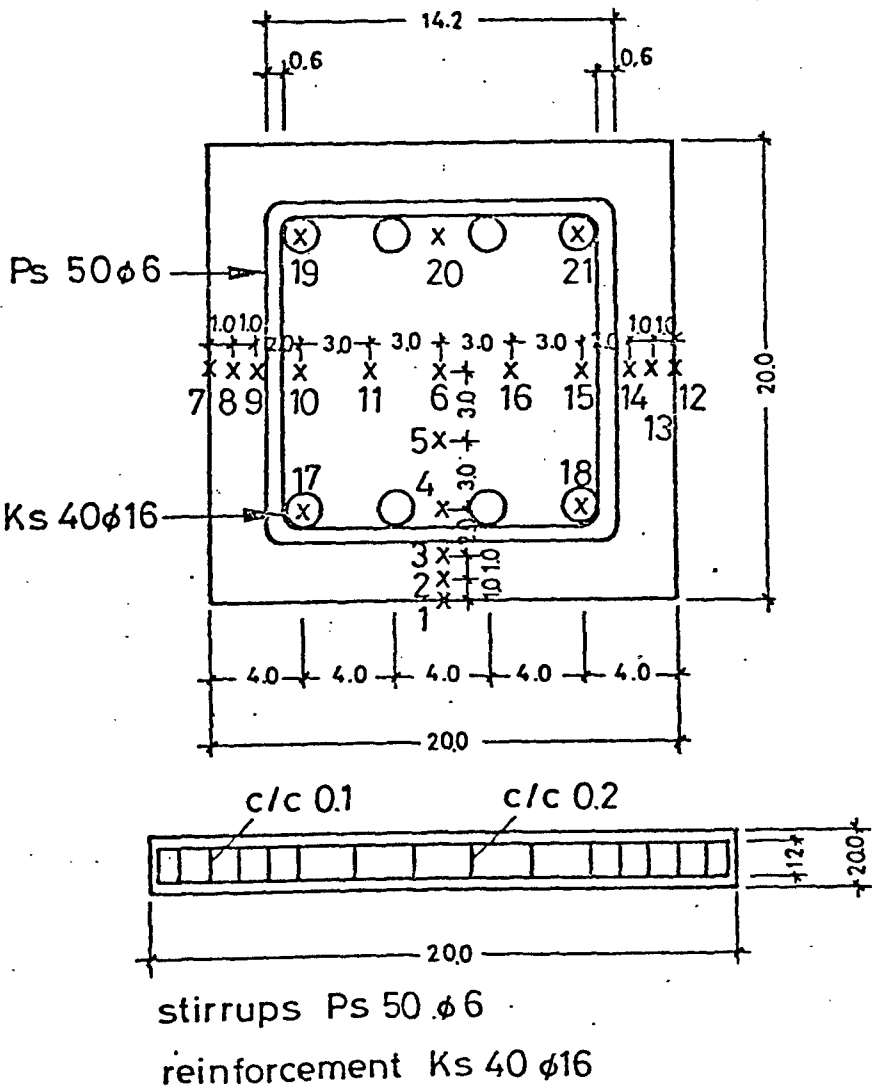


Fig. 4 Section of column. Reinforcement and placement of thermocouples

4.1 Temperature calculations

Thermal properties thermal conductivity and enthalpy of concrete used in the calculation is taken from [4]. The enthalpy curve is modified due to the high moisture content.

Predicted and measured temperatures are illustrated in Fig. 5. This Figure gives the temperature gradient of six points as function of time at midsection of the column. The very good agreement is significant but at temperatures lower than 150 °C the moisture vapourization and mass transport cause a little discrepancy. This is inevitable as the temperature program from Lund cannot take into account the moisture mass transport. Predicted temperatures are then inserted into the structural program.

4.2 Structural response

In the first study the column SL-1 is loaded centrically to 0,9 MN (= 0,46 P_{ult}). The midpoint deflection and axial deformation is illustrated in Fig. 6. In the test the column exploded after 52 min due to a high moisture content and high load level, so that the fire resistance time can only be estimated.

The predicted and estimated fire resistance time are relatively close to each other.

In the test the deflection is directed to the furnace and changes sign at 0,5 h. This is not observed in calculations. The axial deformation interest is during the first 0,5 hour almost zero but increases after that. At the start the predicted deformations are greater but after half the fire resistance time they are smaller than those measured. The discrepancy is apparent but the mode of failure is good predicted, i. e. the results are qualitatively quite acceptable.

In test SL-2 the column is loaded to 0,6 MN and with an eccentricity of 6 cm from the furnace. The load shall be compared to the ultimate load 0,95 MN. In this test the measurements were finished after 0,5 h due to a support failure but a comparison is still of interest. Predicted fire resistance is about 1,0 hour and deformations are here more close to measurements. Predicted deformations are underestimated.

Slender SL-1

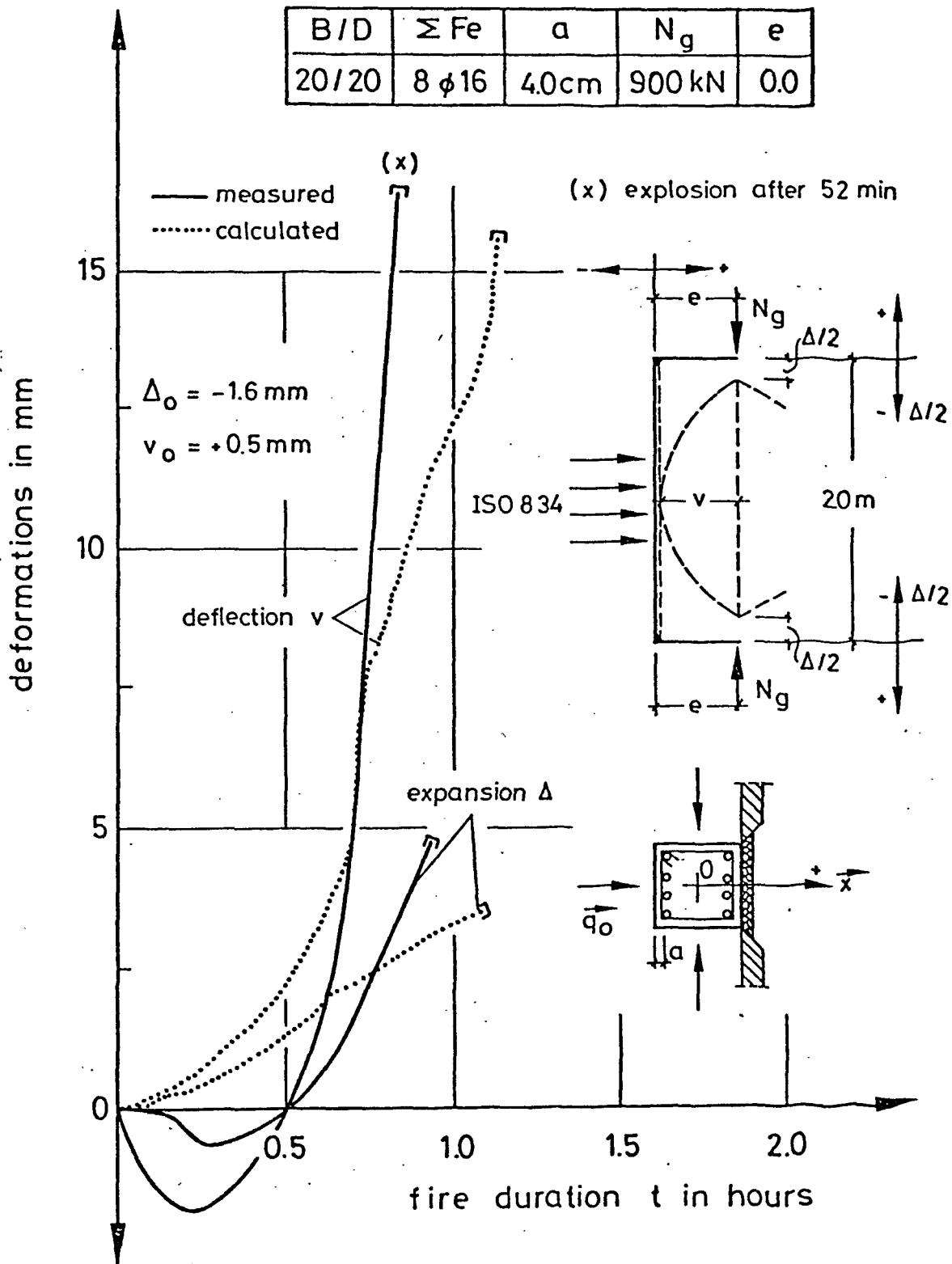


Fig. 6: Measured and calculated behaviour of a reinforced concrete column in fire, axially loaded to 0,9 MN

Slender SL-2

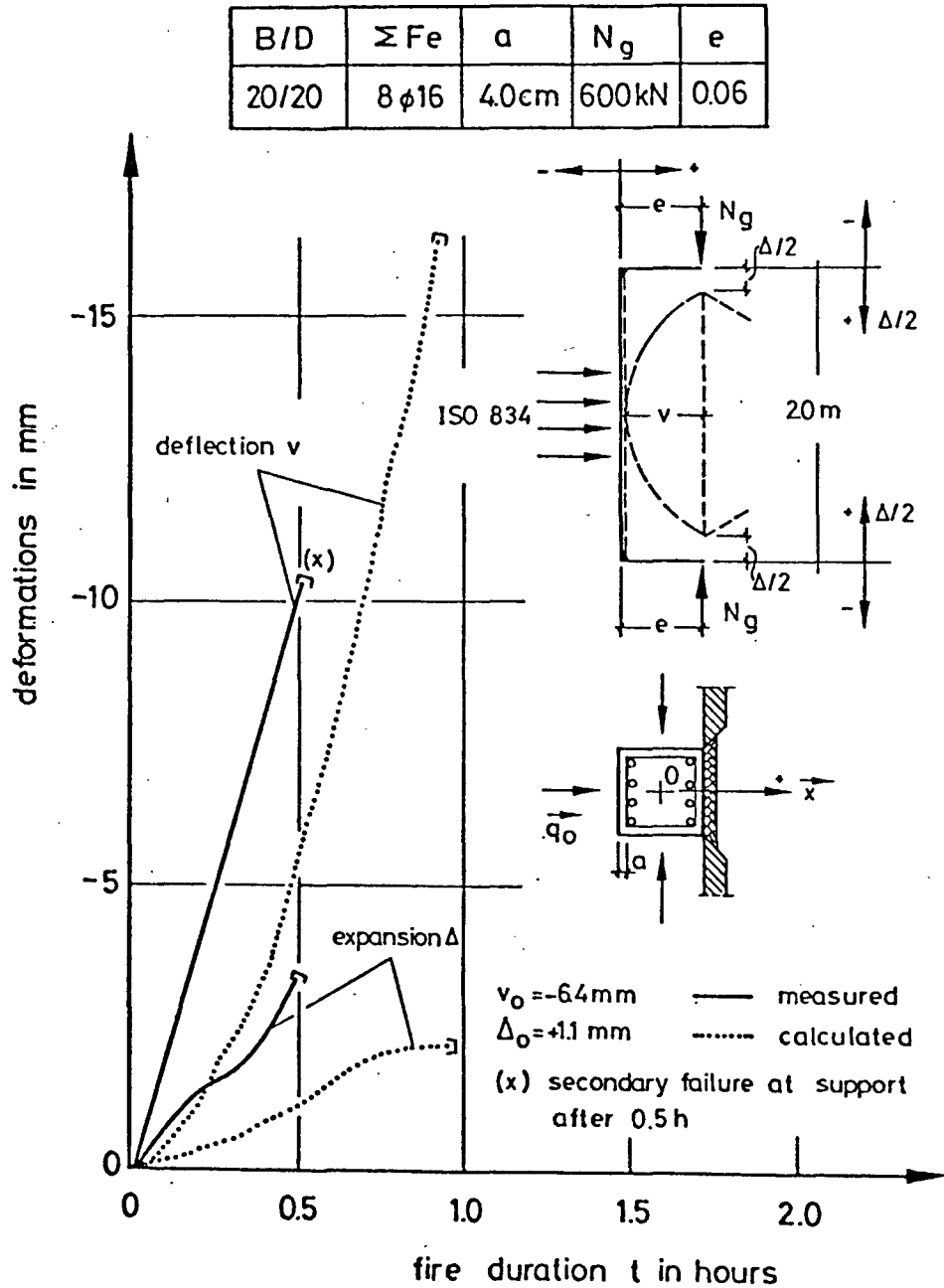


Fig. 7: Measured in calculated behaviour of a reinforced concrete column in fire, eccentrically loaded to 0,6 MN

In the last comparison between measured and predicted behaviour the column SL-3 is loaded to 0,3 MN and with an eccentricity of 6 cm towards the furnace. The fire resistance time is predicted in good agreement with measured value of 1,9 hours. The discrepancy for the deflection curve is apparent and the predicted deflection is directed towards the furnace most of the time but after 1,5 hours it diminishes and changes

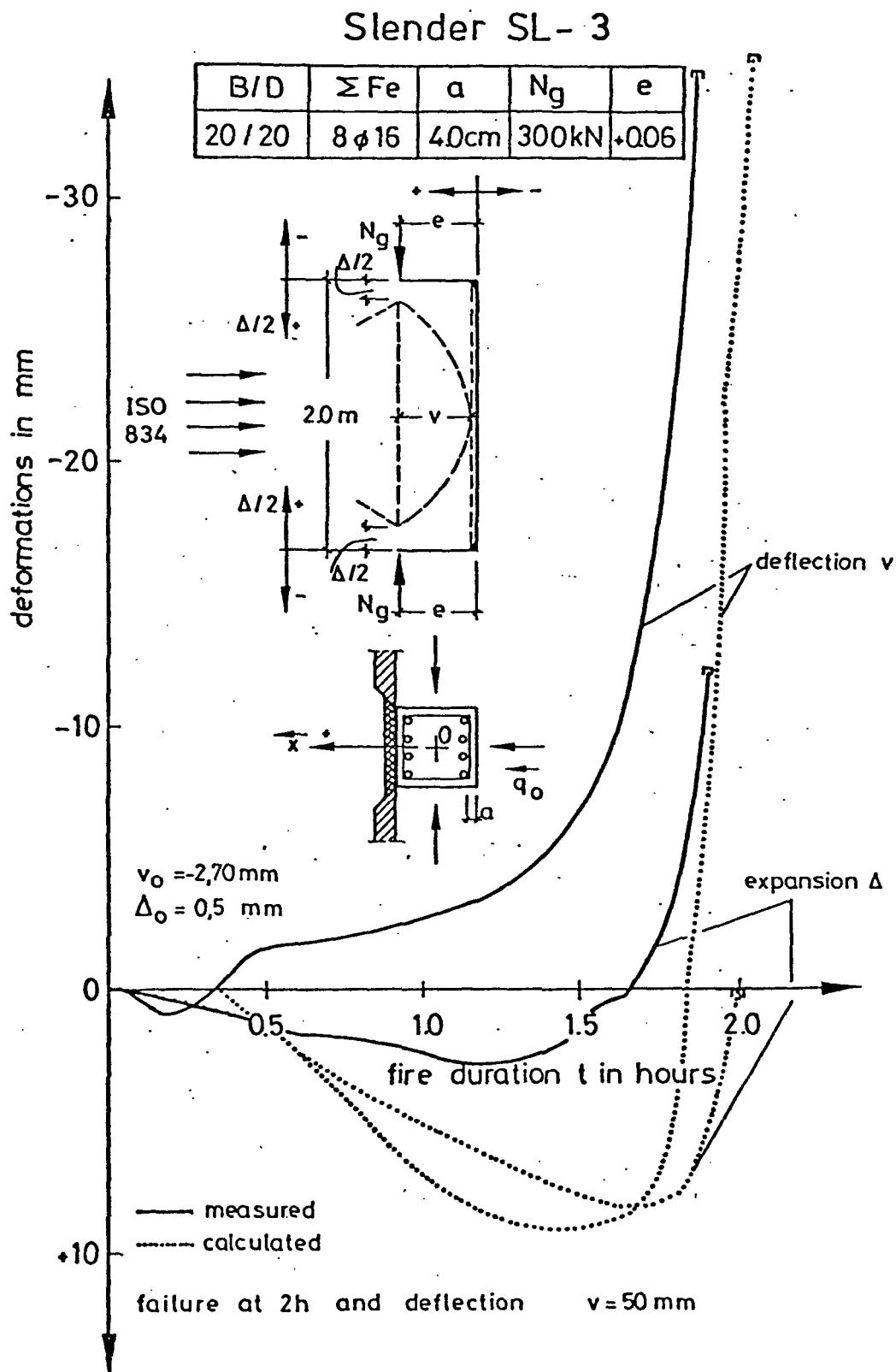


Fig. 5: Measured and calculated temperatures in midsection of the column.

sign and follows the measured curve until failure occurs. In calculations as well as in measurements the column expands axially during the first 1,5 hours but transfers then into compression and the agreement is satisfactorily (see Fig. 8).

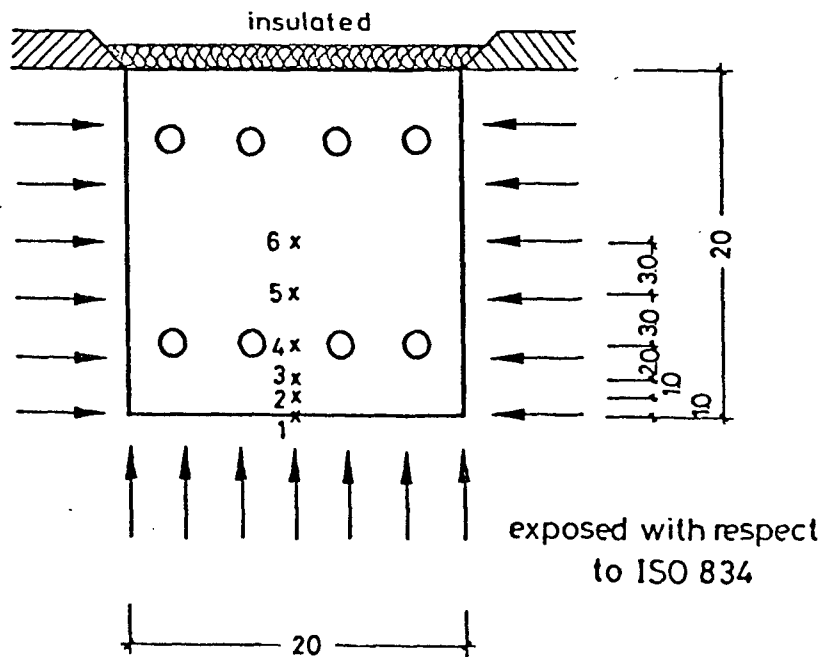
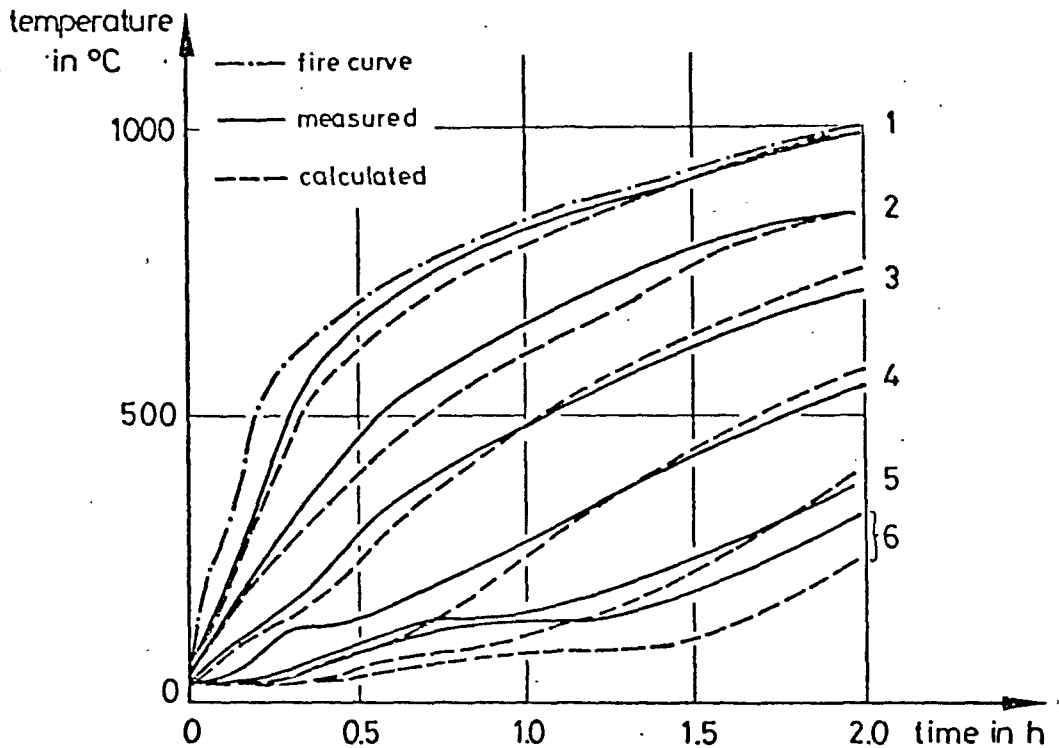


Fig. 8: Measured and calculated behaviour of a reinforced concrete column in fire, eccentrically loaded to 0,3 MN

In the comparisons made here it must be emphasized that measured deflections originate from only one test specimen and the measuring accuracy cannot be stated. This means that the measured values can be somewhat uncertain and must be used with caution.

5. Conclusions

The temperature program, TASEF-2 From Lund, predicts the temperature field, for use in the structural program HP 010 from Brunswick, with sufficiently accuracy as illustrated in Fig. 5. Both of the programs are very efficient and of great importance in solving the thermal and structural response of any concrete structure.

Predicted results from the current version of HP 010 are in a decisive way dependent on the constitutive law for concrete and steel at elevated temperatures used in the program. Predicted and measured behaviour are, als illustrated in Fig. 6 - 8, in a qualitatively good agreement. The mode of failure and fire resistance time are quite acceptable but the discrepancy in the deflection process is not that of satisfying.

The difficulty of predicting the detailed structural behaviour is mainly due to the fact that the analytical models of concrete and steel are to a certain degree incomplete in their description. For instance the influence of the loading history and the heating rate are not taken into account in the concrete model and only to some extent in the steel model. The steel model is only based on transient tests carried out at a constant load and constant heating rate [5, 6]. It is a well-known fact that the heating rate in such tests in a certain temperature and loading range has a great effect.

The negligence of the influence of the loading history results often in a higher calculated compression stiffness of the column and less axial deformations. In a column where the internal stress distribution continuously changes, it might be of great importance to consider the influence of the loading history bound to the heating rate. This hypothesis will be checked both on experimental and analytical way further on.

6. Future plans

The next step of the cooperative project is to introduce in the structural program material behaviour models of concrete and steel [7] developed in Lund in order to investigate if the discrepancy in the detailed structural response can be diminished.

Every material model can only to a certain degree describe the real behaviour and the goal is to find a constitutive law, which for practical purposes is sufficiently good. The models developed in that way can be of further interest in such a structural study if the loading history and heating rate are considered.

Earlier predicted behaviour of in Brunswick tested axially restrained reinforced concrete columns [8] have hitherto not been successful unless the heating rate has been considered empirically. These tests will also be studied analytically.

The aim of the cooperation is to develop further improved computational methods so that realistic predictions of fire response of any concrete structure can be made.

This will decrease the need of expensive and comprehensive fire testing and simultaneously creates a basis for developing fire design methods also for more complicated structural systems.

7. References

- [1] Wickström, U.:
A computer program for temperature analysis of structures
exposed to fire
Lund Institute of technology
Report No 79-2 Lund Sweden (1979)

- [2] Haksever, A.:
Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen
Bränden, Bericht in Vorbereitung (1980)

- [3] Schneider, U., Haksever, A.:
Bestimmung der äquivalenten Branddauer bei natürlichen
Bränden, CIB W 14 /78/1 (G)

- [4] Anderberg, Y.:
Fire exposed hyperstatic concrete Structures
Lund Institute of technology
Report No 65 (1978)

- [5] Twilt, L.:
European recommendation für fire safety of building,
Structures Dart II, Delft, March (1975)

- [6] Anderberg, Y.:
Effect of fire on Steel
Lund Institute of technology, Lund (1980). In preparation

- [7] Anderberg, Y., Thelandersson, S.:
Stress and deformation characteristics of concrete at
high temperatures, Lund Institute of technology
Report No 54 Lund Sweden (1976)

- [8] Haksever, A.: Zum Relaxationsverhalten von Stahlbeton-
stützen im Brandfall. Kolloquium SFB 148 der TU Braun-
schweig, April 1979.

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt A 2 - Brandverhalten von Flächentragwerken,
insbesondere Deckenkonstruktionen aus
Stahlbeton und Spannbeton

Beteiligte Wissenschaftler: Dr.-Ing. Haksever
Dipl.-Ing. Herschelmann
Dipl.-Ing. Heydemann
Dr.-Ing. Klingsch
Dipl.-Ing. Krampf
Dipl.-Math. Cakiroglu
Dipl.-Ing. Richter
Dipl.-Ing. Walter
Dipl.-Ing. Wehling
Dipl.-Ing. Wesche

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1978 - 1980

Bezug: Förderungsantrag 1974, S. 51 - 65
1977, S. 65 - 89
1980, S. 73 - 90

Der vorbeugende bauliche Brandschutz nach DIN 4102 geht bisher weitgehend von der Betrachtung von Einzelbauteilen aus und läßt die wechselseitige Einwirkung benachbarter Bauteile aufeinander im Regelfalle außer acht. Durch die Erwärmung infolge Brandbeanspruchung treten aber Dehnungen und Verdrehungen des Bauteils auf, die nur in den seltensten Fällen unbehindert sind. Vielmehr ist mit dem Einfluß der Nachbarbauteile fast immer eine Verformungsbehinderung gegeben, die das Brandverhalten erheblich verändern kann.

Ziel der Arbeiten im Teilprojekt A 2 ist es, auf zwei Wegen, dem theoretisch-rechnerischen und dem experimentellen, die sich gegenseitig anregen und beeinflussen sollen, das Verhalten von Deckenkonstruktionen, die monolithisch in ein Bauwerk eingegliedert sind oder doch durch umgebende Bauteile an ihrer Verformung gehindert werden, unter Brandbeanspruchung zu studieren.

Im Berichtszeitraum wurden dazu Analysen des Trag- und Verformungsverhaltens verschiedener Modelle durchgeführt, deren wesentliche Ergebnisse in den folgenden Teilberichten mitgeteilt werden.

Für die unerläßliche experimentelle Überprüfung der Ergebnisse theoretischer Arbeiten wurde im Berichtszeitraum eine Brandversuchsanlage für flächenartige Bauteile mit Dehnungsbehinderung errichtet und in Betrieb genommen. Das Gesamtvorhaben wurde von der Deutschen Forschungsgemeinschaft, aus Eigenmitteln des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz und aus Mitteln des Landes Niedersachsen (Minister für Wissenschaft und Kunst) finanziert. Die Bereitstellung der Landesanteile stieß, obwohl eine grundsätzliche Zusage gegeben war, auf so erhebliche Schwierigkeiten, daß trotz größter Bemühungen unsererseits eine Verzögerung der Fertigstellung um etwa ein Jahr in Kauf genommen werden mußte. Das traf die Terminplanung des Teilprojekts A 2 empfindlich, und das vorgesehene Versuchsprogramm konnte erst zu einem Teil durchgeführt werden.

Mit Hilfe eines verstärkten Einsatzes - nicht zuletzt auch der personellen Grundausstattung - war es in der verbliebenen Zeit aber möglich, erste Versuchsserien verschiedener typischer flächenartiger Tragsysteme durchzuführen. Es waren dies

Stahlbeton-Plattenstreifen
doppelstegige Plattenbalken (π -Platten)
Stahl-Verbundträger
zweiachsig gespannte Stahlbetonplatten.

Die letztgenannte Serie wird etwa zum Termin der Gutachtersitzung abgeschlossen werden.

Der Bericht A 2-1 gibt die ersten Erfahrungen, die mit der neuen Versuchsanlage gemacht wurden, wieder.

Für einachsig gespannte Systeme (Plattenstreifen, einstegige und doppelstegige Stahlbetonplattenbalken) waren bereits Rechenprogramme entwickelt worden, um das Trag- und Verformungsverhalten bei Mitwirkung anschließender, kaltbleibender Bauteile zu beschreiben. Sie gaben die Möglichkeit, die Ergebnisse der ersten Versuchsserien theoretisch zu analysieren (Bericht A 2 - 2).

Einen Schwerpunkt der theoretischen Arbeiten des Teilprojekts A 2 bildete die Untersuchung "echter" Flächentragwerke unter Brandbeanspruchung. Hier entstand eine Dissertation, die im Sommersemester 1980 der Fakultät für Bauwesen der TU Braunschweig vorgelegt werden soll. Sie befaßt sich mit den inneren Zwängungen, die in Stahlbetongeschoßdecken entstehen, von denen Teilbereiche direkt vom Brand (Normbrand) betroffen werden, während die umgebenden Teile kalt bleiben. Es wird zunächst nur der Zwängungszustand aus der horizontalen Dehnbehinderung betrachtet und die Untersuchung damit auf ein Scheibenproblem zurückgeführt. Im Rechenprogramm wird für den erwärmten Bereich eine waagerechte Schichtung über den Querschnitt vorgenommen, und im "kalten" Grenzbereich wird der Einfluß von Rißbildungen berücksichtigt. Der Bericht A 2 - 3 gibt Einblick in diese Arbeit.

Ein anderer Versuch, das Brandverhalten von Stahlbetonplatten zu beschreiben, basiert auf der Fließgelenklinientheorie. Auch hier wird zur Erfassung der durch Erwärmung - wegen des Temperaturgefälles jedoch unterschiedlich - veränderten Materialeigenschaften im Rechenprogramm eine eindimensionale Diskretisierung (waagerechte Schichtung) des Querschnitts vorgenommen. Es konnten erste Versuchsergebnisse einachsig ge-

spannter, aber vierseitig mit unterschiedlichen Bedingungen gelagerter Platten mit dieser Methode mit befriedigendem Erfolg nachvollzogen werden. Zwangskräfte aus der Dehnbehinderung durch die "kalte" Umgebung wurden zunächst nur im numerischen Untersuchungsteil dem Rechenprogramm als zeitabhängige Funktion extern aufgegeben. Informationen über diese Arbeiten sind im Bericht A 2 - 4 zu finden.

In Zusammenarbeit mit dem Teilprojekt A 1 wurde ein theoretisches Modell zur Beschreibung des Verhaltens von Bauwerksausschnitten bei partieller Brandbeanspruchung entwickelt. Es handelt sich um ein umfangreiches Rechenprogramm für einen mehrfeldrigen Stockwerksrahmen (Stabwerk), dessen Interaktion mit den Geschoßdecken (Flächentragwerk) zunächst über grobe Annahmen (u. a. mitwirkende Breite nach DIN 1045) berücksichtigt wird. Die Einflußgrößen aus den Flächentragwerken werden extern auf das Rahmensystem aufgegeben. Diese projektübergreifende Arbeit ist auch als Bericht, A 1/2 - 1, entsprechend gekennzeichnet.

Über die in den Einzelberichten mitgeteilten theoretischen und experimentellen Arbeiten hinaus wurden im Teilprojekt A 2 weitere Themen untersucht, von denen hier nur einige wichtige genannt sein mögen:

Eine Studie über den Einfluß thermisch bedingter Verformungen von flächenartigen Bauteilen auf gekoppelte stabförmige Bauteile (Unterzüge, Stützen) hat ergeben, daß bei normalen Systemen keine nennenswerte Rückkopplung der Zwangsverformungen vom Stabwerk auf das Flächentragwerk zu erwarten ist, d. h. daß Zwängungen des Flächentragwerks durch das Stabwerk nicht berücksichtigt zu werden brauchen.

Untersuchungen über das Tragverhalten von Stahlbetonwänden unter Brandbeanspruchung wurden mit modifizierten Stützen-Rechenprogrammen durchgeführt; die Ergebnisse sind bereits als Bemessungsregeln in DIN 4102 Teil 4 eingeflossen. Es wurden dabei baupraktische Lagerungsbedingungen (Teileinspannung in Boden und Decke) berücksichtigt.

Theoretische Ermittlungen über Längsdehnungen von Bauteilen im Brandfall flossen in ein Untersuchungsvorhaben über die Ausbildung von Dehnfugen ein, das vom Lande Nordrhein-Westfalen finanziert wird.

Die Brandversuchsanlage für
flächenartige Bauteile mit
Verformungsbehinderung

von

Dipl.-Ing. L. Krampf

Inhalt

1. Planung und Herstellung	A 2 - 1 - 2
2. Konstruktion und Funktion	A 2 - 1 - 3
3. Verifizierung der Tragmodelle	A 2 - 1 - 4
4. Beispiel einer Behinderung der thermischen Längsdehnung eines Versuchskörpers	A 2 - 1 - 5
5. Thermische Eigenschaften	A 2 - 1 - 5
6. Weitere Einsatzmöglichkeiten	A 2 - 1 - 11

1. Planung und Herstellung

Der Sonderforschungsbereich "Brandverhalten von Bauteilen" strebte seit seiner Einrichtung an, für den Projektbereich A "Bauteile" nach der Inbetriebnahme der Brandversuchsanlage für Stützen und Rahmen auch einen Versuchsstand für flächenartige Bauteile mit Dehnungsbehinderung zu errichten. Es sollte so die Möglichkeit geschaffen werden, die theoretisch-rechnerischen Untersuchungen des Teilprojekts A 2 experimentell zu begleiten und abzusichern. Das Zurückgreifen auf ausländische, vorwiegend US-amerikanische Versuchsergebnisse hatte sich als nicht befriedigend erwiesen.

Um Kosten zu sparen, wurde zunächst erwogen, einen Stahlrahmen herzustellen, der auf einem vorhandenen Deckenbrandhaus installiert werden und die den flächenartigen Prüfstücken durch hydraulische Pressen aufgezwungenen Horizontalkräfte kraftschlüssig aufnehmen sollte. Da das Deckenbrandhaus auch anderweitig genutzt wird, sollte der Rahmen jeweils zwischen zwei Versuchsserien demontiert werden. Mancherlei Gründe führten jedoch dazu, daß dieser Plan wieder aufgegeben wurde.

Stattdessen wurde ein unabhängiger neuer Prüfstand in einer eigenen Halle geplant. Zu diesem Vorhaben gab die Deutsche Forschungsgemeinschaft im Jahre 1977, nach einem positiven Votum der für den Sonderforschungsbereich tätigen Gutachter ihre Zustimmung und stellte anteilige Mittel zur Verfügung. Ein weiterer wesentlicher Anteil der Erstellungskosten wurde aus Eigenmitteln des Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig finanziert, während das Land Niedersachsen sich grundsätzlich bereit erklärte, einen relativ geringen Anteil der Baukosten zu übernehmen.

Noch im Jahre 1977 konnte ein Teil-Rohbauauftrag, dessen Finanzierung real gesichert war, erteilt werden, und im Januar 1978 wurde mit den Bauarbeiten begonnen. Leider verzögerte sich trotz größter Bemühung unsererseits und bereitwilliger Kooperation der örtlichen Behörde (Staatshochbauamt I Braunschweig) die Bereitstellung der Landesmittel beträchtlich. Der Baufortschritt im Jahre 1978 war demzufolge schleichend, und bis zum Einbruch des strengen und langen Winters 1978/79 konnte der Bau nicht geschlossen werden. Eine völlige Stilllegung in der Zeit,

in der ursprünglich bereits die Montage der eigentlichen Versuchsanlage stattfinden sollte, war die Folge. Insgesamt mußte so eine Verzögerung der Fertigstellung der Anlage um etwa zehn Monate in Kauf genommen werden. Erst im Januar 1980 konnte die erste Brandversuchsserie durchgeführt werden. Über die bisher durchgeführten Versuche wird in A 2 - 2 berichtet.

2. Konstruktion und Funktion

Über die geplante Konstruktion des Prüfstandes wurde im Arbeitsbericht 1975-1977 (A 2 -5) des SFB 148 ausführlich berichtet. Von dieser Planung wurde grundsätzlich nicht abgewichen; einige Detailänderungen sind unwesentlich. Daher beschränken wir uns hier auf die Wiederholung des Grundprinzips und auf die Darstellung erster Arbeitsergebnisse.

Ein Brandraum von max. $4,0 \times 4,9 \text{ m}^2$ lichter Grundfläche liegt im Kellergeschoß einer Prüfhalle der Größe $\sim 15 \times 26 \text{ m}^2$. Der Boden dieses Brandraums besteht aus einem Stahlbetonsockel mit einer Deckschicht aus Feuerleichtbeton, der eine Druckfestigkeit von $\beta = 15 \text{ N/mm}^2$ nach dem Ausheizen aufweist.

Beträchtliche Vertikallasten können so ohne Zusatzmaßnahmen übernommen werden. Die stählernen, innenseitig mit Feuerleichtbeton bekleideten Brandraumwände übertragen die vertikalen Lasten der Prüfkörper auf die Bodenplatte. Sie sind nach Bedarf versetzbar, auch im wesentlichen für Zwecke der amtlichen Materialprüfung - übereinander. Die Brandraumabdeckung, soweit das Prüfstück nicht selbst diese Funktion übernimmt, erfolgt mit leicht versetzbaren Stahlkonstruktionen, deren Unterseite wiederum mit Feuerleichtbeton bekleidet ist. Auf die beschriebenen Brandraumwände werden die Prüfkörper aufgelegt, wobei die Vertikallager durch stählerne Rollen gebildet werden. Die Probekörper befinden sich in der Ebene der Gebäudekellerdecke, in der ein geschlossener horizontaler Spannbetonrahmen ausgebildet ist, gegen den sich die Prüfkörper über hydraulische Pressensysteme abstützen, wenn sie sich thermisch auszudehnen versuchen.

Der Horizontalrahmen umschließt bei einer waagerechten statischen Dicke $d = 3,00 \text{ m}$ und der lotrechten Breite $b = 0,90 \text{ m}$ eine lichte Öffnung von $6,00 \times 11,50 \text{ m}^2$.

Der Horizontalrahmen (B 45) ist ausgelegt für maximal 3×2000 kN horizontale Einzellasten je Seite. Zur Aufnahme der Schnittgrößen aus dieser Beanspruchung waren bei beschränkter Vorspannung in den Längsriegeln 16 Spannglieder St. 1100/1250, \varnothing 36, mit je 700 kN zulässiger Spannkraft und in den Querriegeln 15 Spannglieder der gleichen Art erforderlich.

Zur Übertragung der Horizontalkräfte stehen Druck/Weg-Regelungen, System Hydatronik der Firma Friecke und Höpfner, Erlangen, zur Verfügung mit 6 Druckzylindern à 2000 kN und 6 Druckzylindern à 1000 kN. Die Anlage gestattet, entweder einen vorgegebenen Weg (Verlängerung des Prüfstücks) zu steuern und die dabei auftretenden Kräfte zu messen und zu registrieren oder einen vorgegebenen Kraftverlauf zu steuern und die dabei auftretende Verlängerung des Prüfstücks zu messen und zu registrieren.

Die horizontale Wirkungsebene der Druck/Weg-Regelung kann beliebig gewählt werden; sie bleibt während des Versuchs bezogen auf die Prüfstückenden nahezu konstant. Zur besseren Beeinflussung der Endverdrehung des Prüfkörpers können zwei hydraulische Pressen übereinander angeordnet werden.

3. Verifizierung der Tragmodelle

Als Prototyp der zu untersuchenden statischen Systeme dient zunächst der Balken auf zwei Stützen, $l = 4,75$ m, wobei unter Balken hier einachsige gespannte Systeme verschiedener Art - Stahlbetonplattenstreifen, ein- oder mehrstegige Plattenbalken, Stahl-Verbundträger - zu verstehen sind. Die thermische Längsdehnung des Balkens wird in einer vorgewählten Ebene behindert, wodurch dem Prüfkörper nicht nur eine Druckkraft, sondern auch - abhängig von der Angriffshöhe - ein negatives Moment aufgezwungen wird. Bei diesem System tritt im allgemeinen eine Schrägstellung der Prüfstückenden ein; Durchlaufwirkung wird also nicht oder nur teilweise simuliert. Für diese Art von Versuchen werden die hydraulischen Pressen nur auf einer Prüfstückseite angesetzt, auf der Gegenseite wird die Horizontalkraft durch ein gelenkiges Widerlager (Stahlrolle) übertragen.

Entsprechend wird bei zweiachsig gespannten Systemen - Stahlbetonplatten, Kassettendecken - verfahren. Hier werden bei Systemmaßen $\ell_x = \ell_y = 4,75$ m je Spannrichtung drei hydraulische Pressen eingesetzt.

Wenn eine Endverdrehung der Einfeldsysteme verhindert werden, also eine Endeinspannung bzw. Durchlaufwirkung simuliert werden soll, müssen zwei Pressen übereinander eingesetzt und so gesteuert werden, daß ihr Kolbenweg gleich groß ist, das Prüfstückufer also senkrecht bleibt. Dieses Versuchssystem wird Ende des Jahres 1980 erprobt werden. Es wird dabei vermutlich erforderlich sein, die versuchstechnisch einfachen gelenkigen Widerlager auf der Gegenseite zu ersetzen durch weitere Pressenpaare.

Selbstverständlich ist die Anlage auch geeignet zur Untersuchung echter Durchlaufsysteme, wie das bereits im Arbeitsbericht 1975 - 77 dargestellt wurde.

4. Beispiel einer Behinderung der thermischen Längsdehnung eines Versuchskörpers

Die Wirkung jeder hydraulischen Presse des Druck/Weg-Regelsystems wird mit einem Zweifach-Linienschreiber registriert und ist so während des Versuchs jederzeit zu verfolgen und zu beeinflussen.

Bild 1 ist die Wiedergabe eines Original-Schreiberdiagramms, das bei der Prüfung einer ungeschützten Stahl-Verbundkonstruktion (zwei Stahlträger mit einer Stahlbetondruckplatte) aufgenommen wurde. Hier wurde für die zugelassene Verlängerung des Prüfkörpers eine lineare Funktion vorgegeben und gesteuert. Beim gemessenen Kraftverlauf, der jeweils um einen Mittelwert pendelt, ist zu beachten, daß der Druckzylinder nicht nur auf die eigene "Kurskorrektur" reagierte, sondern daß das Gesamtverhalten des Prüfkörpers auch von dem parallel laufenden zweiten Zylinder beeinflußt wurde, der die Verlängerung des anderen Stahlträgers steuerte. Ein stetiger Kraftverlauf ist bei diesen Gegebenheiten nicht zu erwarten.

5. Thermische Eigenschaften

Die Bekleidung des Brandraumbodens besteht aus Feuerleichtbeton, VDEh-Kennziffer 101 385 40 1500, d = 200 mm, auf 2 x 50 mm Asbestsilikat-

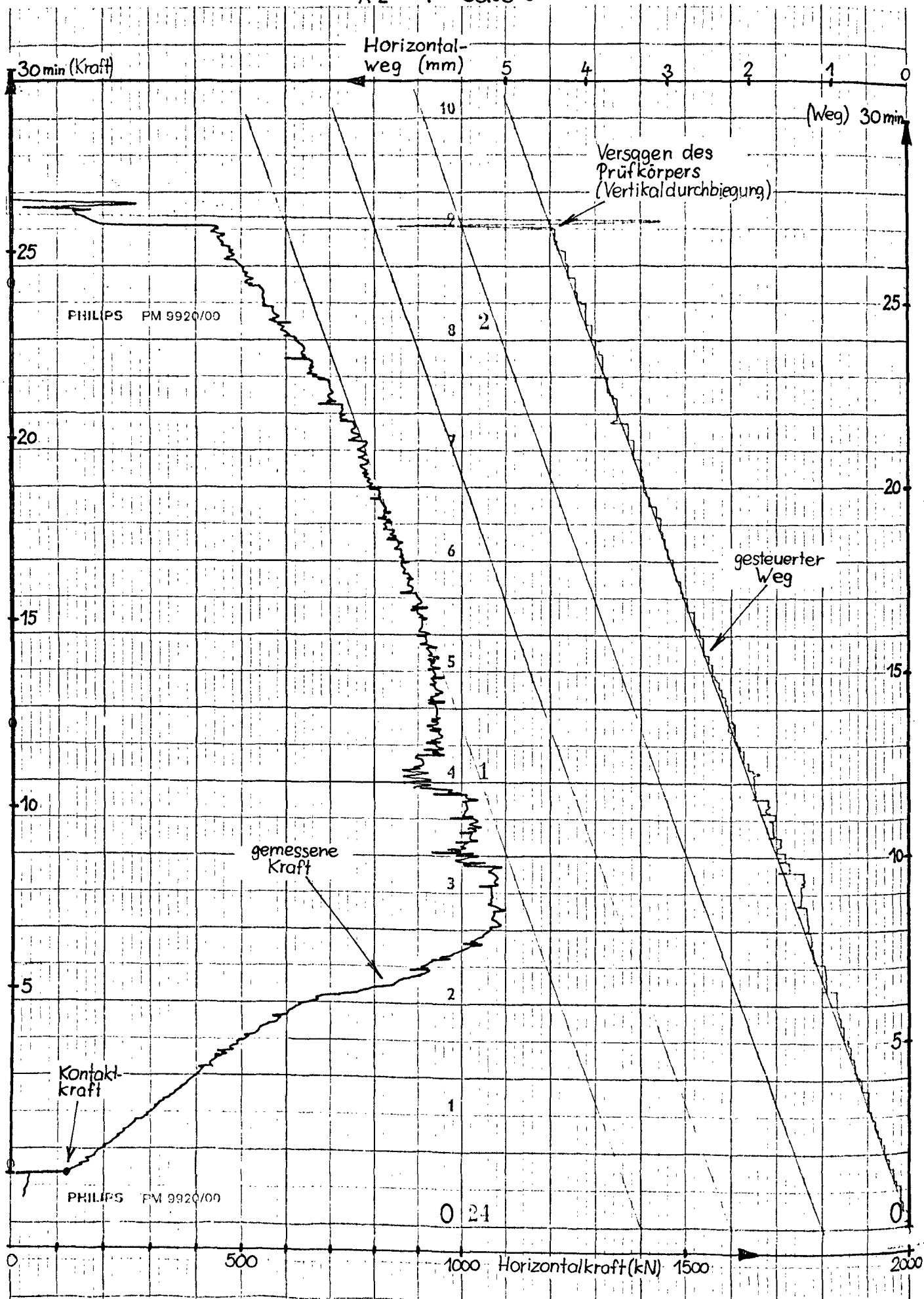


Bild 1: Schreiberdiagramm einer Druck/Weg-Regelung; Behinderung der thermischen Längsdehnung einer Stahl-Verbundkonstruktion

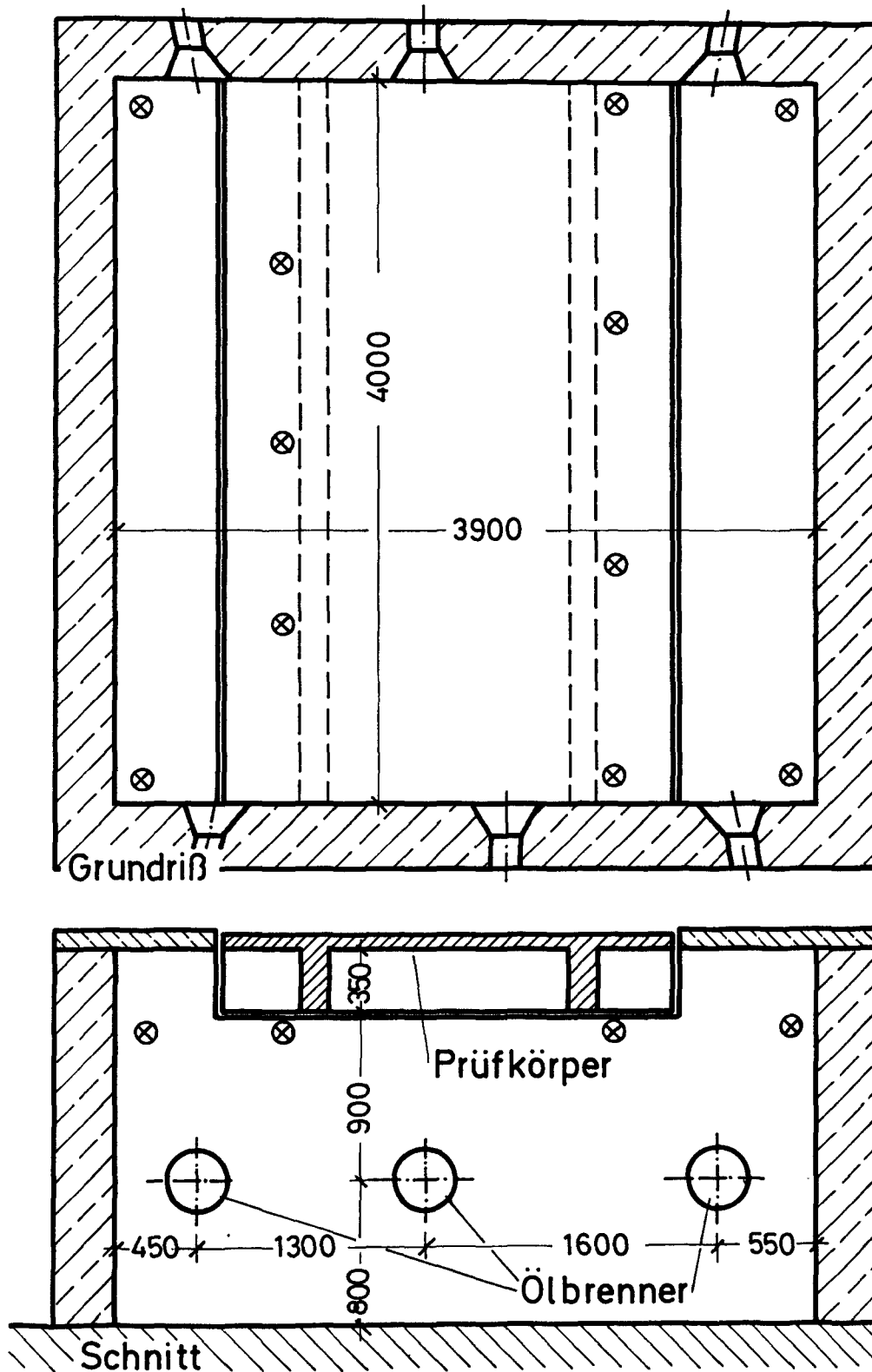


Bild 2: Brandraum für ein einachsrig gespanntes Einfeldsystem
 ⊗ Temperatur-Meßstellen

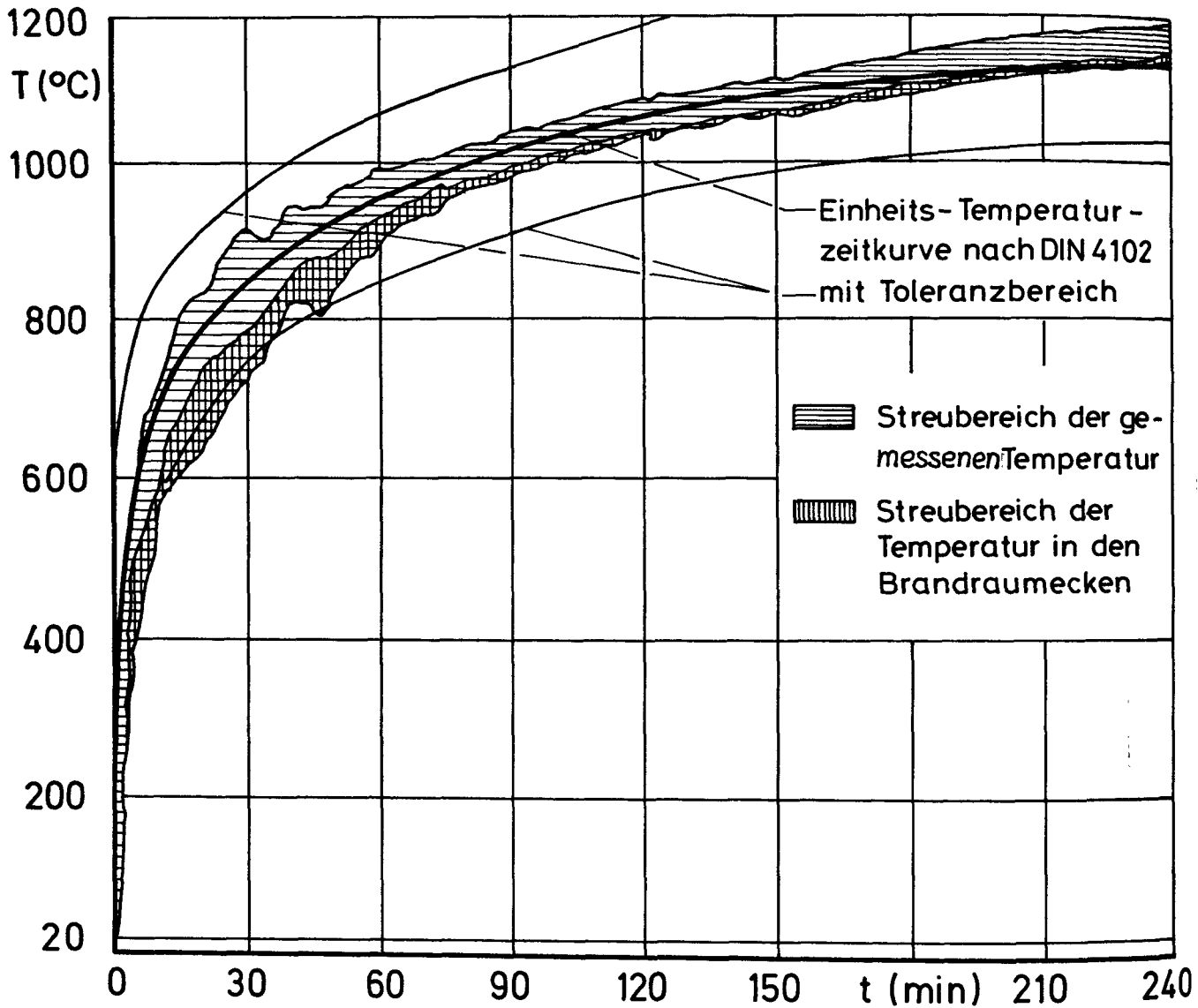


Bild 3: zeitlicher Temperaturverlauf im Brandraum gemäß Bild 2

platten. Dieser Feuerleichtbeton besitzt eine Rohdichte von $\rho = 1350 \text{ kg/m}^3$ (trocken) und eine Wärmeleitfähigkeit $\lambda_1 = 62 \text{ W/mK}$ bei 200°C , $\lambda_2 = 54 \text{ W/mK}$ bei 600°C und $\lambda_3 = 69 \text{ W/mK}$ bei 1200°C .

Das Bekleidungsmaterial der Brandraumwände und der Abdeckung besteht wiederum aus Feuerleichtbeton VDEh, hier jedoch $d = 250 \text{ mm}$, auf 50 mm dicken Mineralfaserdämmplatten.

Die Temperaturverteilung im Brandraum konnte bisher an zwei verschiedenen Typen beobachtet werden und ist als gut zu beurteilen. Der erste Brandraumtyp ist auf Bild 2 skizziert und repräsentiert den zunächst häufigsten Aufbau. Auf der Skizze sind die Temperaturmeßstellen einge-

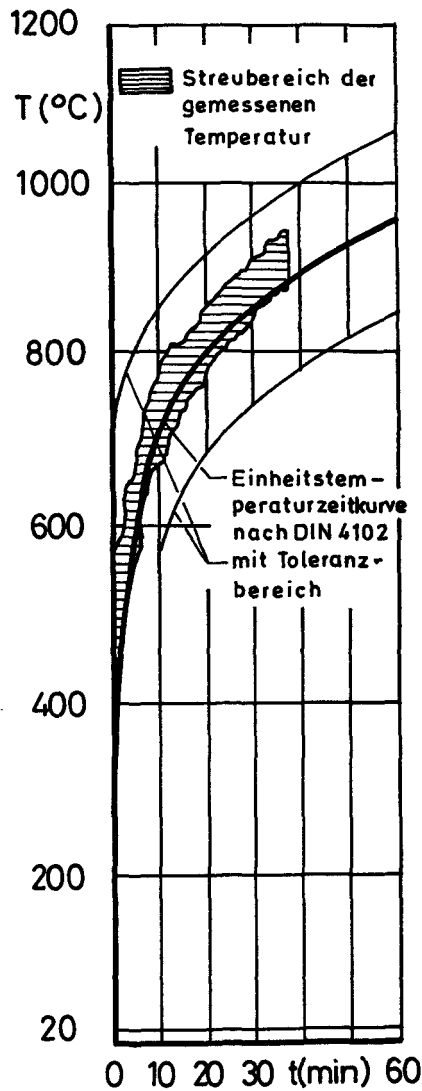


Bild 4:

zeitlicher Temperaturverlauf im Brandraum, gemessen in zwei verschiedenen Höhen

tragen, deren zeitlicher Temperaturverlauf auf Bild 3 dargestellt ist. Es zeigt sich, daß nach Durchlaufen einer schwierigen Anfangsphase nicht nur die für den Versuch wichtigen Bereiche nahe dem Prüfkörper, sondern auch die "toten" Ecken des Brandraums mit einem Streubereich von $\Delta T \leq 50^{\circ}\text{C}$ aufgeheizt werden.

Bei dem zweiten Brandraumtyp handelt es sich um einen Aufbau der amtlichen Materialprüfung. Die Brandraumabmessungen betrugen $3,0 \times 9,0 \text{ m}^2$ bei $3,70 \text{ m}$ Höhe. Eine Längswand wurde durch den Prüfkörper, ein Rolltor, gebildet, vor dem der Temperaturverlauf durch 12 Thermoelemente, angeordnet in zwei verschiedenen Abständen vom Brandraumboden, $h_1 = 900 \text{ mm}$, $h_2 = 1800 \text{ mm}$, gemessen wurde (Bild 4). Schon bei kurzer Prüfdauer ergab sich ein Streubereich von $\Delta T \leq 70^{\circ}\text{C}$, wobei sich extrem liegende Meßstellen nicht durch extreme Temperatur auszeichneten.

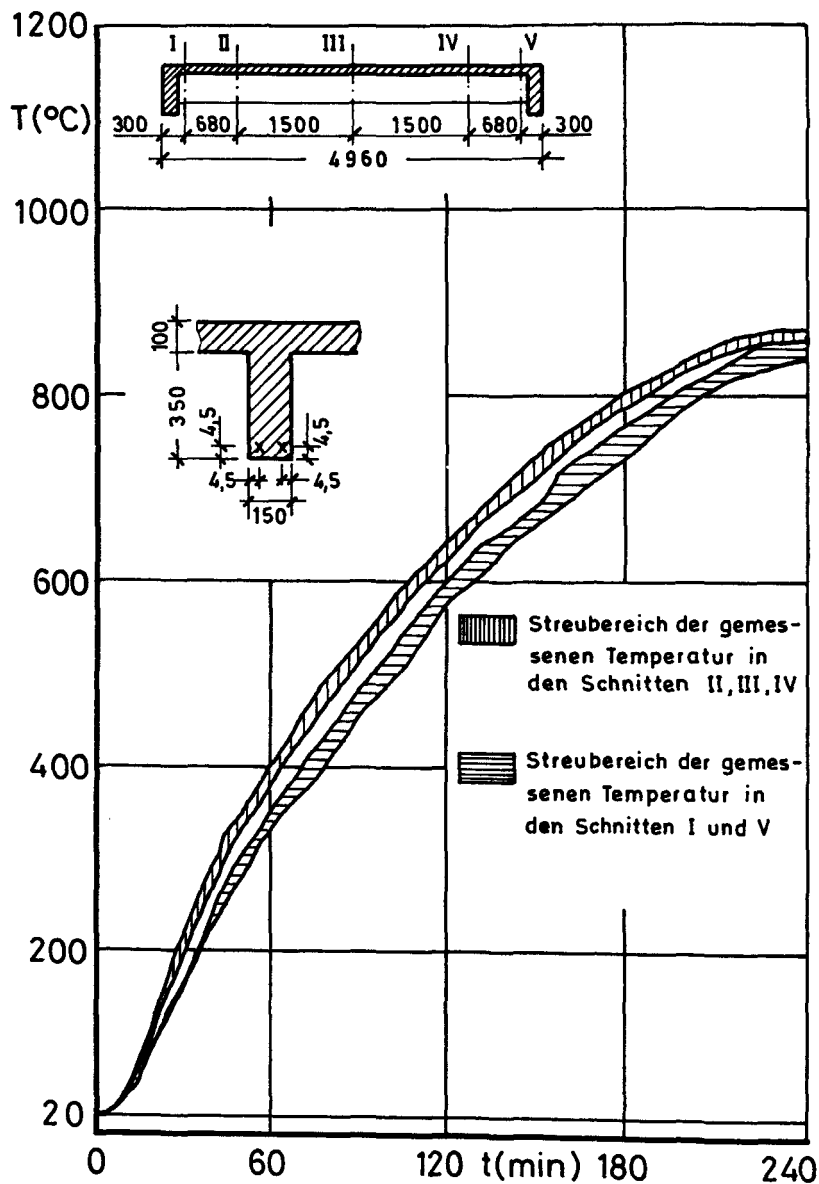


Bild 5: Zeitlicher Temperaturverlauf im Inneren eines Versuchskörpers (zweistegiger Stahlbeton-Plattenbalken)

Die Meßergebnisse wurden durch Temperaturmessungen im Inneren der Prüfkörper bestätigt. Bild 5 zeigt als Beispiel den Temperaturverlauf an Bewehrungsstählen in einem doppelstegigen Plattenbalken. Gemessen wurde in fünf Schnitten (I - V). Es zeigt sich ein erstaunlich geringer Streubereich für die sechs in den Schnitten II, III und IV angeordneten Thermoelemente, während der Verlauf für die vier Thermoelemente in den Schnitten I und V, die in nur 100 mm Entfernung vom massiven Endquerträger geführt waren, anfangs im Mittel etwa 60°C , später im Mittel 50°C und weniger davon nach unten abweicht.

Es ist erfreulich, daß mit der neuen Anlage eine so gleichmäßige Erwärmung der Probekörper erreicht wird. Eine problematische Angleichung rechnerischer Ergebnisse, die im allgemeinen mit über die Bauteillänge gleichmäßiger Erwärmung gewonnen werden, an die Versuchsergebnisse ist so entbehrlich.

Angaben über die Wärmeübergangsbedingungen, die der rechnerischen Ermittlung von Temperaturfeldern in den Versuchskörpern zugrunde zu legen sind, können noch nicht gemacht werden, da für deren Festlegung noch zu wenig Meßwerte vorliegen.

6. Weitere Einsatzmöglichkeiten

Wie bereits mehrfach angedeutet, wird der Versuchsstand für Untersuchungen außerhalb der Aufgaben des Sonderforschungsbereichs 148 mitbenutzt. Er wird dabei für Prüfungen, die außerhalb der üblichen Routine liegen, eingesetzt. Genannt wurde bereits ein neun Meter langes, 3,70 m hohes Rolltor. Ein anderes Beispiel: Das Brandverhalten von Archivräumen zur Aufbewahrung von Datenträgern, das ausschließlich in Braunschweig geprüft wird, ist bei Prüfkörperabmessungen von etwa $3,0 \times 4,0 \text{ m}^2$ bei 2,80 m Höhe zu untersuchen.

Für solche ungewöhnlichen Prüfungen hat sich die neue Anlage bereits bewährt. Besonders kommen dabei die versetzbaren Brandraumwände und Deckenplatten zustatten, deren Einsatz aufwendige manuelle Arbeit erspart.

Dehnbehinderte Stahlbeton-
Plattenstreifen und π -Platten
im Brandfall

- Versuchsergebnisse und
numerische Analyse -

von

Dr.-Ing. Ataman Haksever

Dipl.-Ing. Robert Walter

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Stand der Erkenntnisse, Problemstellung	3
2. Versuchsprogramm	3
3. Rechenverfahren	3
3.1 Ein Verfahren zur Beschreibung der Zwängung ebener Stahl- betonplatten	3
3.2 Rechenprogramm für die Analyse der dehnbehinderten Stahl- beton- π -Platten	4
4. Versuchsdurchführung und experimentelle Ergebnisse	5
4.1 Randbedingungen	8
4.2 Temperaturmessung	10
4.3 Zwangskräfte, Trag- und Verformungsverhalten	12
4.3.1 Stahlbeton-Plattenstreifen	12
4.3.2 Stahlbeton- π -Platten	16
5. Numerische Ergebnisse	18
5.1 Plattenstreifen	18
5.2 π -Platten	24
5.2.1 Temperaturberechnung	24
5.2.2 Ermittlung der Zwangskräfte	26
5.2.3 Einfluß der Lage der Zwängungsebene	28
5.2.4 Durchbiegungen	30
5.2.5 Auflagerverdrehungen	30
6. Ausblick	31
6.1 Experimentelle Untersuchungen	31
6.2 Erweiterung und Anwendung der Rechenmodelle	32
7. Literatur	34

1. Stand der Erkenntnisse, Problemstellung

Brände in Bauwerken bleiben bedingt durch die Raumaufteilung, vorhandene Brandwände oder auch durch die Verteilung der Brandlast häufig lokal begrenzt. Somit sind die beflamnten Bauteile in der Regel von kälteren oder nicht beflamnten, kalten Tragwerksteilen umgeben. Dies führt aufgrund der Interaktion zwischen heißen und kalten Bauteilen zu Zwängungsbeanspruchungen.

Der mögliche günstige Einfluß einer solchen Zwängung auf das Brandverhalten biegebeanspruchter Bauteile (z.B. Balken und Platten) wurde in den 60er Jahren in zahlreichen Versuchen in den USA [1, 2] nachgewiesen. Hierbei stand die praktische Anwendung der experimentellen Ergebnisse im Vordergrund. Eine Analyse der Versuchsergebnisse unter Verwendung theoretischer Methoden wurde nur in geringem Umfang durchgeführt. Die Brandversuche wurden vornehmlich an Rippen- und Kassettendecken vorgenommen. Es wurden schlaff bewehrte wie auch vorgespannte Konstruktionen untersucht.

Mit Fertigstellung eines Brandversuchsstandes zur Prüfung von Biegebauteilen unter Dehnungs- und Rotationsbehinderung (siehe Beitrag A2-1) Ende 1979 können nun auch im SFB 148 experimentelle Untersuchungen zu diesem Problembereich durchgeführt werden.

Neben der Dehnbehinderung der Biegebauteile durch die kalte Umgebung tritt z.B. bei Durchlaufkonstruktionen auch stets eine Rotationsbehinderung auf. Im Gegensatz zu den Versuchen in den USA, bei denen neben der Dehnbehinderung immer auch eine Rotationsbehinderung an den Bauteilenden simuliert wurde, wurde bei den eigenen Versuchen eine Trennung dieser beiden Parameter vorgenommen. Die ersten SFB-Versuche wurden nur mit Dehnbehinderung ohne planmäßige Rotationsbehinderung gefahren.

Die experimentelle Studie wurde von numerischen Untersuchungen begleitet. Hierfür wurden Rechenverfahren entwickelt und deren Effektivität überprüft.

2. Versuchsprogramm

Die Gesamtheit der Parameter lässt sich in sechs Gruppen einteilen [3]:

1. Bauteiltyp (u.a. Baustoffe, Bewehrung)
2. statisches System
3. Gebrauchsbeanspruchung
4. Brandbeanspruchung (u.a. natürlicher Brand)
5. Größe und Wirkungsweise der Zwangskraft (mögliche freie Dehnwege; Zwängungsebene)
6. Behinderung der Endverdrehung

Das Versuchsprogramm für die ersten Serien im 1. Halbjahr 1980 wurde auf die Variation der Parameter aus Gruppe 1 und Gruppe 5 beschränkt. Es wurden hergestellt:

- Stahlbetonplattenstreifen
- Stahlbeton- π -Platten
- Stahlverbund- π -Platten
(I-Stahlprofile mit Stahlbetonplatte)
- quadratische Stahlbetonplatten

Bei den Versuchen wurden die Zwängungsebene und der Grad der Dehnbehinderung (freie Dehnwege) variiert.

Im vorliegenden Bericht werden Ergebnisse der Versuche an Stahlbetonplattenstreifen und Stahlbeton- π -Platten bei einachsiger Dehnbehinderung mitgeteilt. Die ersten Versuche dienten gleichzeitig auch dem Einfahren und Testen der Versuchseinrichtung.

3. Rechenverfahren

3.1 Ein Verfahren zur Beschreibung der Zwängung ebener Stahlbetonplatten

Für die numerische Analyse der inneren Zwängung partiell beflammer Stahlbetonplatten wurde ein Rechenprogramm auf der Grundlage der Scheibentheorie entwickelt [4]. Das Verfahren beschreibt die horizontalen Plattenverschiebungen in Abhängigkeit der auftretenden

Zwangskräfte, wobei Einflüsse aus der Plattenbiegung vernachlässigt werden. Das Rechenmodell erfaßt neben den beflamnten auch die kalten Plattenteile.

Dieses Modell wurde für die rechnerische Analyse des beflamnten, dehnbehinderten Stahlbetonplattenstreifens verwendet. Hierbei sollten die Versuchsergebnisse erste Hinweise über mögliche Grenzen der Anwendbarkeit dieses Verfahrens geben.

Zur wirklichkeitsnahen Erfassung des über die Plattendicke veränder-ten Temperaturfeldes wurde eine Schichtung im Querschnitt vorgenommen. Hiermit läßt sich dann auch der über die Dicke veränderliche Dehnungs- und Spannungszustand beschreiben. Weitere Angaben zum Rechenmodell und auch zu den verwendeten Stoffgesetzen enthält Beitrag A 2 - 3.

3.2 Rechenprogramm für die Analyse der dehnbehinderten Stahlbeton- π -Platten

Im Beitrag A 1/2 - 1 wird ausführlich über das Rechenmodell und die Funktionsweise des entwickelten Rechenprogramms berichtet. Deshalb werden hier nur die Grundzüge des Rechenverfahrens erläutert.

Das Rechenmodell benutzt ein dreidimensionales Diskretisierungsverfahren. Mit einer Querschnittsdiskretisierung werden die Temperaturfelder berechnet und anschließend eine Querschnittsanalyse durchgeführt. Bei der Querschnittsanalyse wird die Krümmungsebene gezielt so lange variiert, bis sich die inneren und äußeren Schnittgrößen im Gleichgewicht befinden. Durch diese Prozedur wird das Auftreten örtlicher Materialbrüche im System signalisiert.

Bei der Bestimmung der Krümmungen wird vorausgesetzt, daß die Querschnitte vor und nach den Verformungen eben bleiben, d.h. die Schubverformungen und insbesondere der Schlupf zwischen Stahl und Beton werden nicht berücksichtigt. Berücksichtigt wird jedoch bei der Bestimmung der inneren Schnittgrößen eine materialmäßige Nichtlinearität.

Die Rechenprozedur zur Bestimmung der Krümmungsebene basiert auf der Rückführung der komplizierten Krümmung-Schnittgrößen-Zusammenhänge auf lineare Beziehungen nach den Taylor'schen Entwicklungen.

Eine weitere eindimensionale Diskretisierung wird längs der Stabachse vorgenommen. Durch dieses Vorgehen werden die örtlichen spannungsabhängigen Hochtemperatur-Steifigkeiten ermittelt. Die Bestimmung der Systemverformungen erfolgt durch Iteration. In jedem Iterationsschritt wird die Differentialgleichung des Stabes unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung gelöst.

Bei der Bestimmung der Biegelinie wird insbesondere das Auftreten eines instabilen Zustandes kontrolliert (Stabilitätsbruch).

4. Versuchsdurchführung und experimentelle Ergebnisse

Es wurden 4 Stahlbetonplattenstreifen und 3 Stahlbeton- π -Platten geprüft, wobei ein Stahlbetonplattenstreifen lediglich zum Testen der Versuchseinrichtung verwendet wurde und keine brauchbaren Ergebnisse lieferte.

Abmessungen der Prüfkörper und die wesentlichen Versuchsergebnisse enthält Tabelle 4.1. In Bild 4.1 sind die Querschnitte und die Bewehrungsanordnung dargestellt.

Die Stahlbetonplattenstreifen waren als F-90 Konstruktion nach DIN 4102 ausgeführt mit Mindestachsabständen der Längsbewehrungsstäbe von 35 mm. Auch die π -Platten PLP-79/1 und PLP-79/2 waren für eine Feuerwiderstandszeit von 90 min. bemessen. Lediglich die π -Platte PLP-79/3 hatte nur die nach DIN 1045 erforderliche Betondeckung von 15 mm, womit sich für die Längsbewehrung der Balken Achsabstände u von 20 mm ergaben.

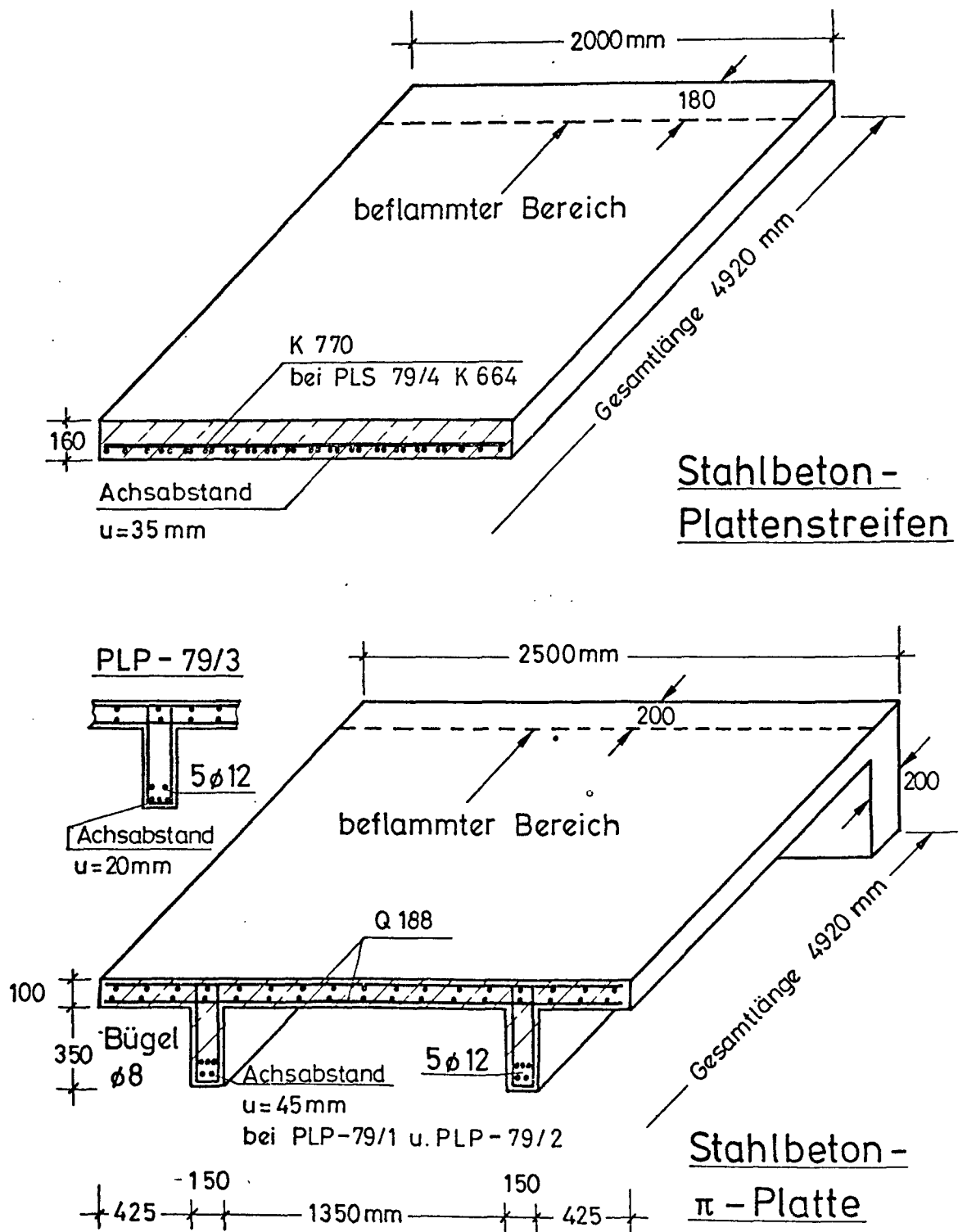




Bild 4.1: Querschnitte und Bewehrungsanordnung

Tabelle 4.1: Versuchskennwerte

Bezeichnung	Bauteil- typ	Stütz- weite	beflammte Länge	Belastung		Zwängung		Versagens- zeitpunkt	Bemerkung
				Eigenge- wicht	Verkehrs- last 1)	e_{zw}	max N _{zw}		
-	Stahlbeton	m	m	KN/m	KN/m ²	mm	KN	min	-
PLS-79/1		4,78	4,60	7,50	3,35	50	600	80	Abbruch des Versuches nach Erreichen einer Durchbiegung in Platten- mitte von 210 mm
PLS-79/2	"	"	"	"	"	-	-	-	Einfahren und Test der Versuchseinrichtung
PLS-79/3	"	"	"	"	"	10	1200	76	zerstörende Abplatzungen (plötzliches Versagen)
PLS-79/4	"	"	"	"	3,0	10	1800	50	Spaltrisse in den Auf- lagerbereichen zum Ver- sagenszeitpunkt (plötzliches Versagen)
PLP-79/1		4,82	4,52	8,9	9,4	100	1120	247	—
PLP-79/2	"	"	"	"	"	200	1600	235	—
PLP-79/3	"	"	"	"	"	300	1780	69	—

1) siehe Bild 4.2

4.1 Randbedingungen

Die Beflammung der Bauteile erfolgte gemäß der Einheitstemperaturkurve (ETK) der DIN 4102. Die Messung der Brandraumtemperaturen zeigte eine sehr gleichmäßige Temperaturverteilung im gesamten Brandraum. Selbst in den Ecken und im Bereich der Brandraumwände waren die Temperaturen nur wenig geringer.

Nachdem der Plattenstreifen PLS-79/3 aufgrund erheblicher Betonabplatzungen versagte, wurden der Versuchskörper PLS-79/4 und alle π -Platten vorgetrocknet. Die Versuchskörper hatten zum Zeitpunkt des Brandversuches zum Teil nur ein Alter von knapp 4 Monaten. Sie wurden beim Vortrocknen über einen Zeitraum von ca. 8 h Brandraumtemperaturen von etwa 300° C (Temperatur der Bauteiloberfläche ca. 200° C) ausgesetzt. Gemessene Feuchtwerte enthält Tabelle 4.2.

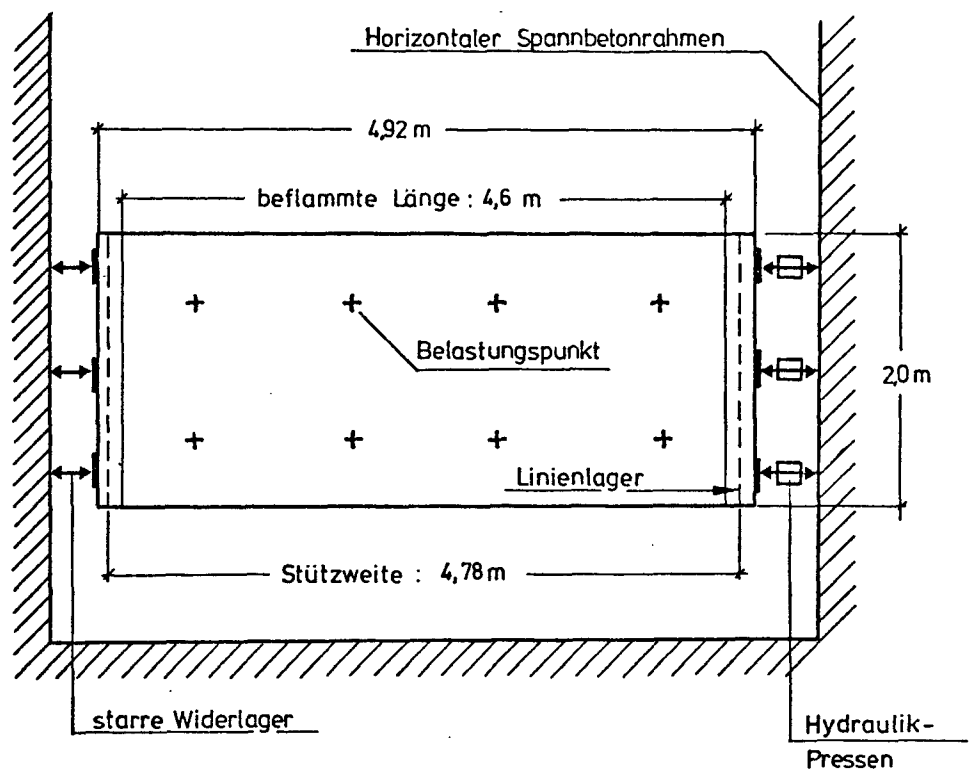
Tabelle 4.2: Materialwerte zum Versuchszeitpunkt

Bezeichnung	Alter des Betons	Beton			Stahl	
		Zylinderdruckfestigkeit	E-Modul	Feuchte	Streckgrenze	Zugfestigkeit
-	Monate	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	N/mm ²
PLS-79/1	10	28,2	23400	-	601 ¹⁾	660
PLS-79/3	4	36,7	25600	3,1	625 ¹⁾	669
PLS-79/4	3,5	32,0	24000	0,2 ³⁾	578 ¹⁾	614
PLP-79/1	7	43,8	26800	vorgetrocknet	447 ²⁾	506
PLP-79/2	5	36,0	24400	"	447 ²⁾	506
PLP-79/3	3	32,0	-	"	434 ²⁾	502

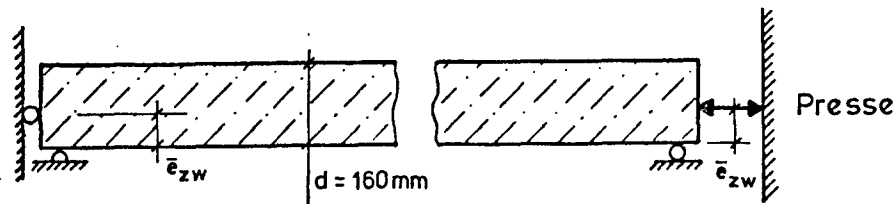
- 1) Bewehrungsmatte
- 2) Längsbewehrung Ø 12
- 3) mit dem Prüfkörper vorgetrocknete Probe

Die Betonrezeptur war für alle Prüfkörper gleich. Der verwendete Beton enthielt vorwiegend quarzhaltigen Zuschlag. Als Zement war Portlandzement der Güte PZ 35 F verwendet worden. Weitere Angaben enthält Tabelle 4.2.

Draufsicht Plattenstreifen



Schnitt Plattenstreifen



Schnitt π -Platte

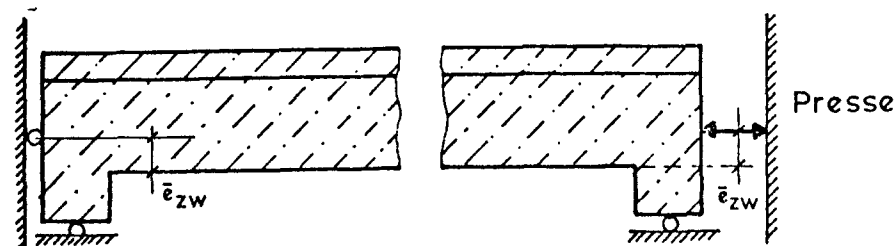


Bild 4.2: Horizontale Dehnbehinderung

Die Belastung wurde hydraulisch über 8 Einzelpunkte aufgebracht. Bei den π -Platten lagen die Belastungspunkte in den Balkenebenen. Die vertikale Auflagerung der einachsig gespannten Prüfkörper erfolgte über Linienlager auf den Brandhauswänden.

Die Anordnung der Pressen zur Simulation der horizontalen Dehnbehinderung ist in Bild 4.2 dargestellt. Bei der Prüfung der π -Platten fehlte die mittlere, horizontale Presse und das zugehörige Widerlager. Zwangskräfte wurden nur in die Balken eingeleitet.

Die Vorgabe, bzw. Steuerung möglicher freier Dehnwege erfolgte allein durch Regelung der Pressenwege. Bei der Prüfung der Plattenstreifen wurde der Pressenweg während des gesamten Versuches zu Null gehalten, wohingegen bei den π -Platten ein für alle Platten gleicher freier Dehnweg über eine Weg-Zeit-Funktion vorgegeben wurde (vgl. Bild 4.8). Hierbei blieben Verformungen des umgebenden Spannbetonrahmens (vgl. Bild 4.2), in den die Zwangskräfte abgegeben wurden, für die Steuerung der Dehnbehinderung unberücksichtigt. Die gemessenen Verformungen des Spannbetonrahmens sind in Bild 4.3 dargestellt. Die Meßwerte sind möglicherweise mit etwas größeren Fehlern behaftet, da zur Zeit nur eine optische Messung (Fehlerbereich $\pm 0,2$ mm) durchgeführt werden konnte. Hier sind weitere Messungen vorzunehmen. Diese Verformungen der horizontalen Widerlager sind unter Umständen insbesondere bei Versuchsnachrechnungen zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 5.2), auch wenn sie absolut gesehen klein sind.

4.2 Temperaturmessung

Neben den Brandraumtemperaturen wurden auch Bauteiltemperaturen gemessen. Diese Meßwerte wurden mit rechnerisch bestimmten Werten verglichen und bilden die Grundlage für die Beschreibung der thermischen Grundwerte dieses Versuchsstandes. In Bild 4.4 sind gemessene und gerechnete Temperatur-Zeit-Kurven aus einem Plattenstreifenversuch dargestellt (vgl. Abschnitt 5.2).

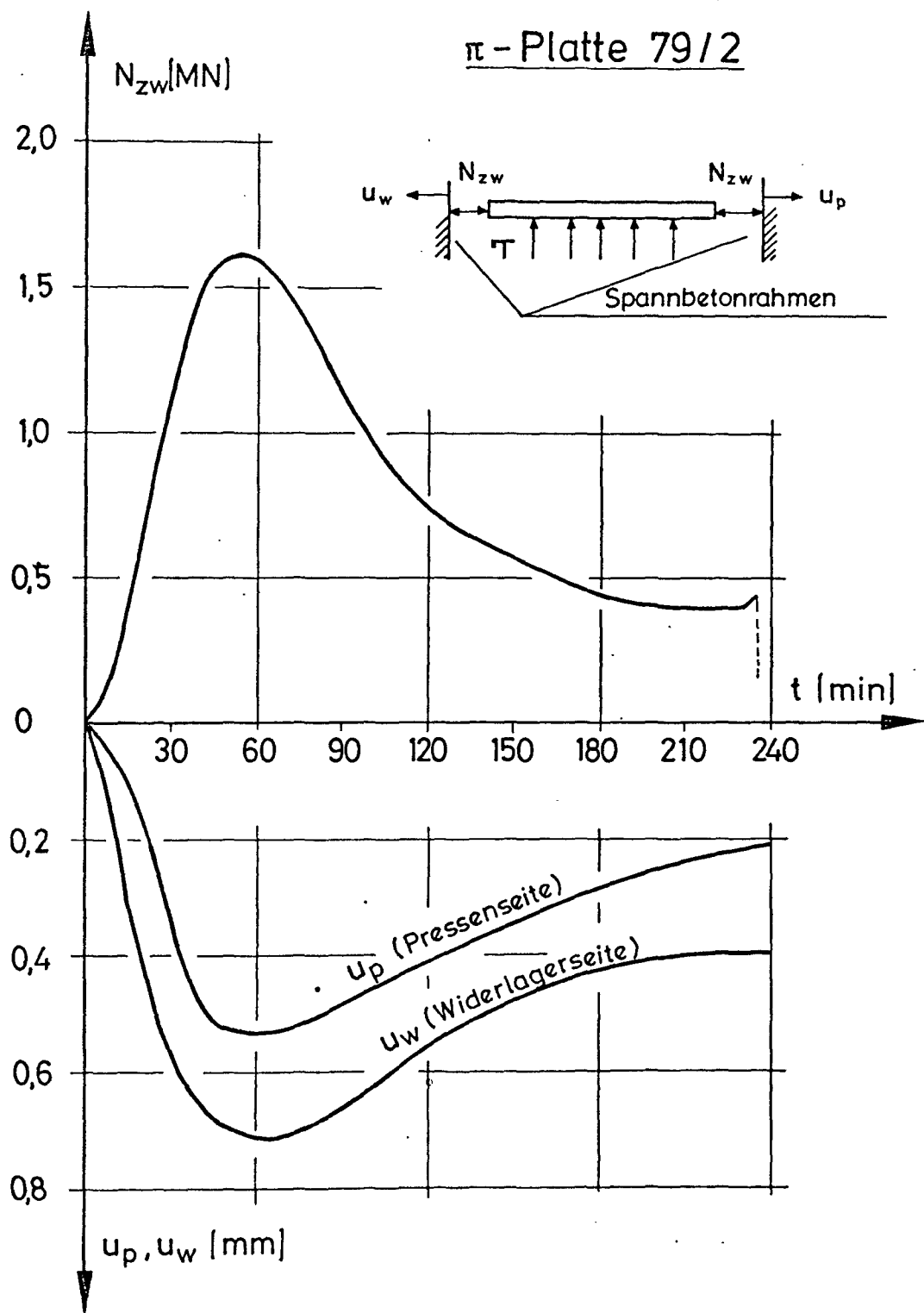


Bild 4.3: Verformungen des Spannbetonrahmens durch die Zwangskräfte (Meßwerte)

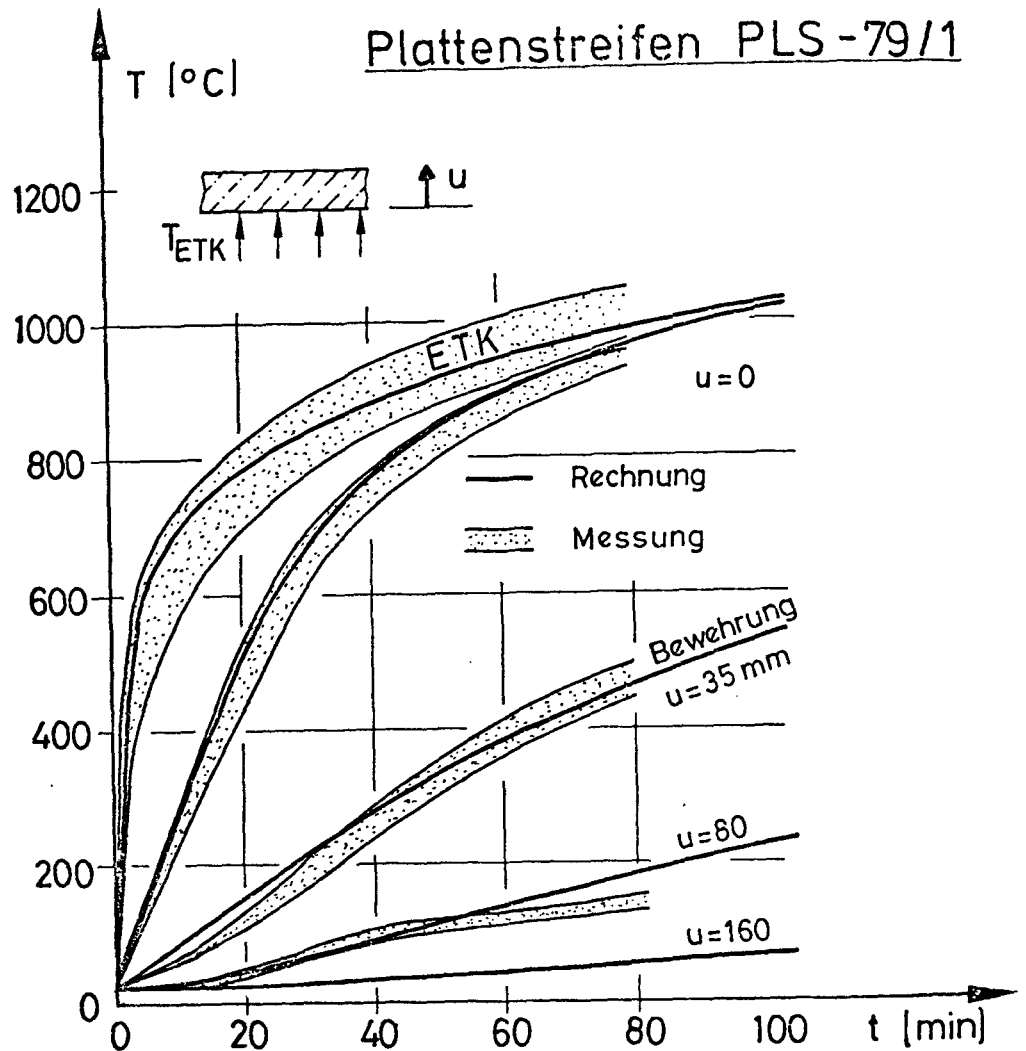


Bild 4.4: Bauteiltemperaturen
Messung - Rechnung

4.3 Zwangskräfte, Trag- und Verformungsverhalten

4.3.1 Stahlbeton-Plattenstreifen

Wesentlicher Versuchsparameter war die Lage der Zwängungsebene. Bei diesen Versuchen führte, wie erwartet, eine tiefe Lage (unterhalb der Plattenmittelfläche) zu hohen Zwangskräften bei entsprechend kleineren vertikalen Verformungen. Freie Dehnwege ergaben sich nur durch die geringen Verformungen des horizontalen Widerlagers (Spannbetonrahmen), so daß für die Prüfkörper eine nahezu "volle" Dehnbehinderung vorlag. Bild 4.5 zeigt die gemessenen Zwangskräfte und die Durchbiegung in Plattenmitte.

Bei dehnbehinderten Biegebauteilen liegt die Wirkungslinie der Zwangskraft im Regelfall in der Nähe des unteren beflamnten Randes. In diesen Fällen kann die Zwängung sich günstig auf das Brand-

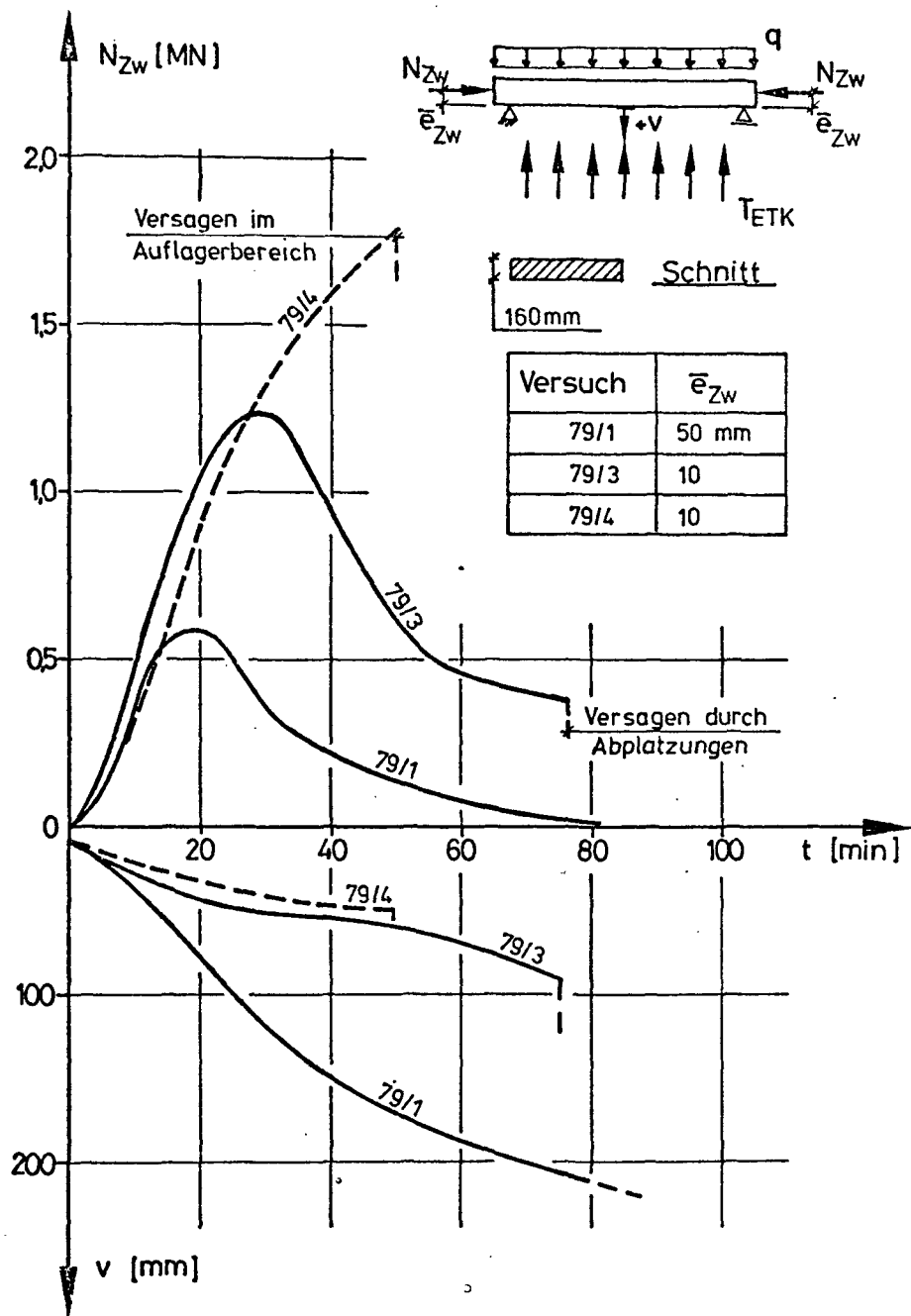


Bild 4.5: Zwangskraftverlauf und Durchbiegung von dehnbehinderten Stahlbeton-Plattenstreifen (Versuchswerte)

verhalten der gezwängten Biegebauteile auswirken, da insbesondere die Feldmomente durch Überlagerung der Zwangsmomente abgebaut werden. Die günstige Wirkung ist jedoch nur so lange vorhanden, wie die Schnittgrößen auch vom gezwängten Bauteil aufgenommen werden können.

Dies war bei den Versuchen PLS-79/3 und PLS-79/4 nicht der Fall. Bei Versuch PLS-79/3 wurde der Betonquerschnitt durch fortschreitende Betonabplatzungen so stark vermindert (ca. 30 % des Quer-

schnittes waren auf größeren Plattenbereichen abgeplatzt), daß in der 76. min. das Versagen eintrat. Der Zwangskraftabfall ab der 30. min. ist im wesentlichen auch auf diese Abplatzungen zurückzuführen. Die entstehenden hohen Zwangskräfte schon nach kurzer Branddauer haben das Abplatzrisiko wesentlich erhöht, auch wenn ein Feuchtegehalt im Bauteil von nur 3 % vorlag (vgl. Tabelle 4.2).

Bei Versuch PLS-79/4 war das Abplatzrisiko durch Vortrocknen des Versuchskörpers vermindert worden. Die Zwangskräfte stiegen noch höher an. Durch horizontales Aufspalten der Platte in den Auflagerbereichen und Abfallen der unteren Querschnittshälfte versagte die Platte jedoch ebenfalls frühzeitig ($t_{krit} = 50. \text{ min}$). Der horizontale Spaltriß reichte etwa 1 m bis 1,5 m von beiden Auflagern ins Feld hinein (vgl. Bilder 4.6 und 4.7). Die umfassende Klärung der Ursache des Versagens erfordert weitere Versuche.

In Versuch PLS-79/1 mit deutlich höher liegender Zwängungsebene wurden wesentlich kleinere Zwangskräfte gemessen, wobei die Plattendurchbiegung schnell zunahm. Die gezwängten Dehnungen wurden durch die vertikalen Verformungen laufend abgebaut. Zum Versagenszeitpunkt war die Zwangskraft praktisch Null. Die Zwängung hatte in diesem Fall weder einen günstigen noch einen signifikant ungünstigen Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer.

Die günstige Wirkung der Zwängung bei tiefliegender Zwängungsebene, die sich bei den Versuchen PLS-79/3 und PLS-79/4 zunächst einstellte, konnte durch das plötzliche Versagen der Prüfkörper nicht genutzt werden. Nun stellt die in diesen beiden Versuchen realisierte hohe Zwängung (freier Dehnweg nahezu Null) sicher nicht den Regelfall dar und kann nur dann eintreten, wenn die Platte ohne Fugen zwischen zwei sehr steife Konstruktionsteile eingepaßt wurde (z.B. zwischen die Aussteifungskerne eines Gebäudes). In vielen Fällen ermöglicht die verformbare Umgebung beträchtliche freie Dehnwege (vgl. Beitrag A 2 - 3), so daß bei verhältnismäßig kleineren Zwangskräften die mögliche Gefahr des Betonabplatzens wie die des vorzeitigen Versagens des gezwängten Biegebauteils abnimmt, andererseits der günstige Einfluß der Dehnungsbehinderung noch erhalten bleibt.



Bild 4.6: Versuch PLS-79/4
horizontaler Riß
im Auflagerbereich



Bild 4.7: Versuch PLS-79/4: abgesprengter Beton im
Auflagerbereich an der Plattenunterseite

4.3.2 Stahlbeton- π -Platten

Bei allen drei Versuchskörpern wurde in der Anfangsphase des Versuchs ein horizontaler Dehnweg von etwa 1 % zugelassen. Die Anfangsdehnungen wurden, über eine Zeitspanne von 30 min linear verlaufend, gesteuert. Während dieser Zwängungsphase wurde eine elastische Dehnbehinderung simuliert. Nach Erreichen dieser Verschiebung wurde planmäßig kein weiterer Dehnweg gestattet. Geringe weitere zusätzliche Dehnwege ergaben sich jedoch noch aus der Verformung des horizontalen Widerlagers (s. Bild 4.3). Der gewählte Weg einer freien Längsdehnung von 1 % orientiert sich an Rechenwerten, die sich aus numerischen Untersuchungen von beflamten Platten unter Dehnbehinderung durch umgebende kalte Plattenbereiche ergeben. Nähere Angaben hierzu enthält Beitrag A 2 - 3.

Als Parameter wurde auch bei diesen Versuchen die Lage der Zwängungsebene variiert. Im Unterschied zu den Versuchskörpern PLP-79/1 und PLP-79/2 war für Versuchskörper PLP-79/3 eine geringere Betondeckung der Längsbewehrung in den Balken gewählt worden (vgl. Bild 4.1). Bild 4.8 zeigt die gemessenen Zwangskräfte und die horizontalen Verschiebungen der Platten. In Bild 4.9 sind die gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte (Messung am Balken) und in Bild 4.10 die Endverdrehungen der Versuchskörper aufgetragen. Auffallend bei diesen drei Versuchen ist das signifikant unterschiedliche Verhalten der Versuche 79/1 und 79/2 zum Versuch 79/3. Die ersten beiden Versuchskörper versagten erst nach etwa 240 min. Branddauer, wohingegen Prüfkörper 79/3 nur eine Feuerwiderstandszeit von 69 min. erreichte. Die Ursache für diesen Unterschied liegt nicht in der geringeren Betondeckung der Längsbewehrung in den Balken des Versuchskörpers 79/3, sondern in der gewählten Lage der Zwängungsebene. Die Längsbewehrung bei Versuch 79/3 hatte zum Versagenszeitpunkt eine Temperatur von 600°C bis 650°C , die Prüfkörper 79/1 und 79/2 erreichten diese Temperatur nach 120 min. und versagten dennoch nicht.

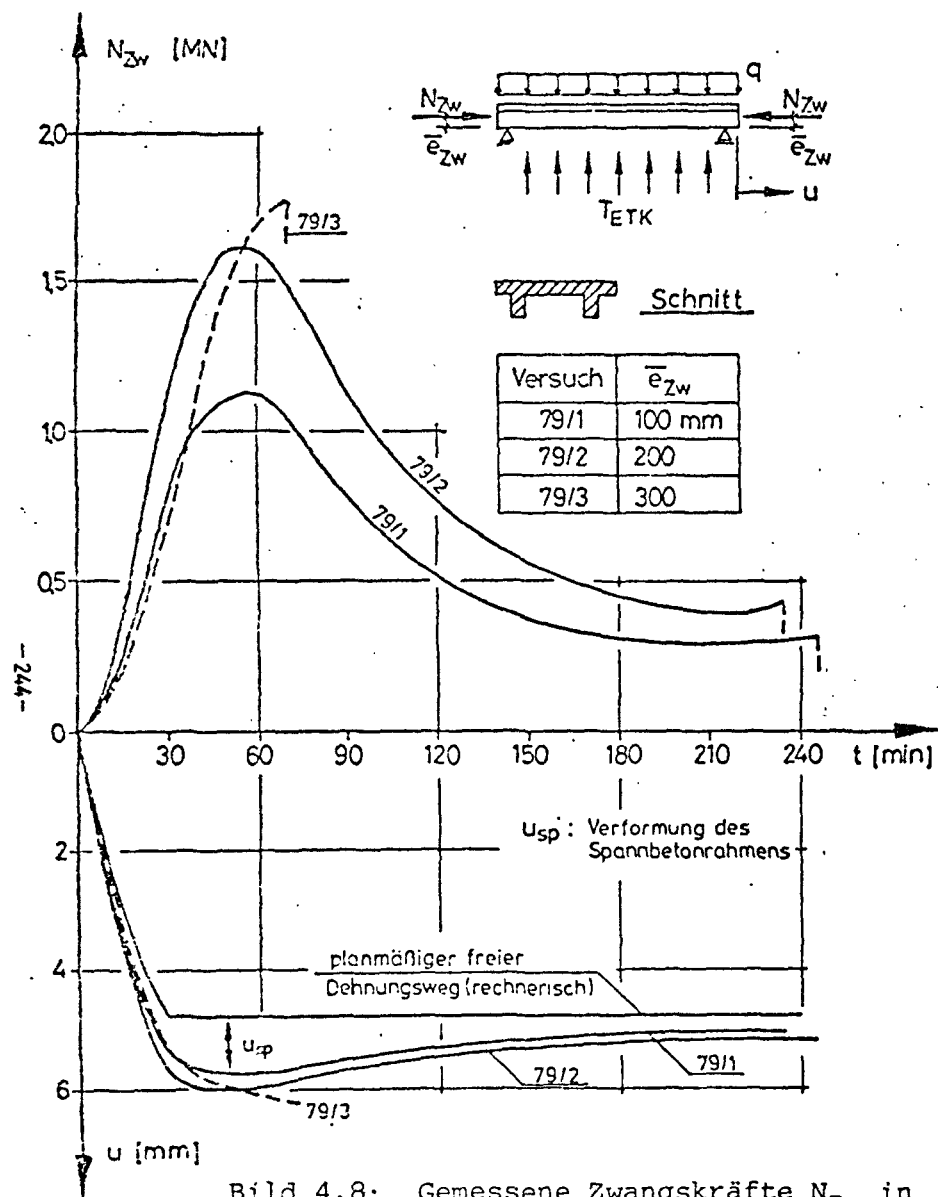


Bild 4.8: Gemessene Zwangskräfte N_{Zw} in Abhängigkeit von vorgegebenen horizontalen Verschiebungen u bei dehnbehinderten Stahlbeton- π -Platten

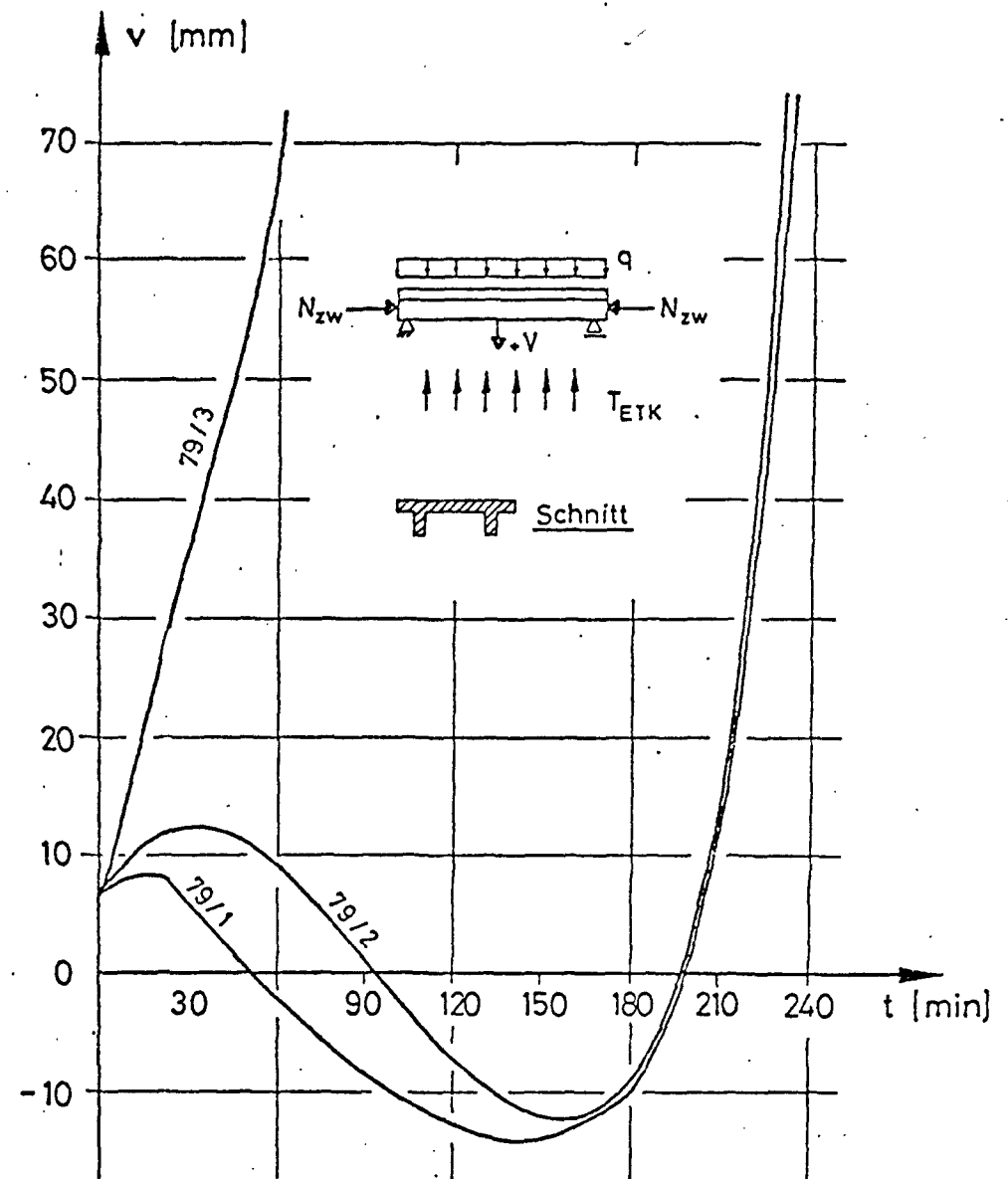


Bild 4.9: Gemessene Durchbiegungen in Feldmitte (Messung am Balken)

So spielt auch nicht das erreichte Zwangskraftmaximum für den Versagenszeitpunkt die wesentliche Rolle, sondern es entscheiden in erster Linie die vorhandenen Zwangsmomente über das Tragverhalten bei Brandbeanspruchung. Die günstige Wirkung der Zwängung kann umso mehr genutzt werden, je weiter der Angriffspunkt der Zwangskraft in Richtung der beflamten Unterseite vom Schwerpunkt des Prüfkörpers entfernt ist. Bei höher liegendem Zwangskraftangriff wird neben den Balken die Platte verstärkt gezwängt, was beim Versuch 79/3 zu den maximalen Zwangskräften führte. Das durch die Exzentrizität der Zwangskraft bedingte Zwangsmoment reichte jedoch nicht aus, um das Moment aus vertikaler Belastung ausreichend abzumindern. Die Durchbiegungen wie auch die Endverdrehungen stiegen kontinuierlich an.

Bei den Versuchen 79/1 und 79/2 nahmen die Durchbiegungen ab, wobei bis kurz vor dem Versagen die Prüfkörper sich sogar nach oben verformten (s. Bild 4.9). Analoge Ergebnisse ergab die Messung der Endverdrehungen. Die Verdrehungen von Widerlager- und Pressenseite unterschieden sich nur wenig, was die Symmetrie der vorgegebenen Randbedingungen unterstreicht.

Aufgrund der temperatur- und materialbedingten Entfestigung des Betons kam es bei den Versuchen 79/1 und 79/2 zum Zwangskraftabfall ab der 60. min. Gleichzeitig erreichten die Endverdrehungen negative Werte (s. Bild 4.10), so daß insbesondere die Aktivierung der noch kalten Platte für einen weiteren Zwangskraftaufbau entfiel.

Die Temperatur der Längsbewehrung in den Balken lag bei den Versuchen 79/1 und 79/2 zum Versagenszeitpunkt bei etwa 850°C .

5. Numerische Ergebnisse

5.1 Plattenstreifen

Bei Anwendung der Scheibentheorie zur rechnerischen Bestimmung der Zwangskräfte aus Behinderung der horizontalen Verschiebungen von beflamten Geschoßplatten wird der Einfluß von Biegeverfor-

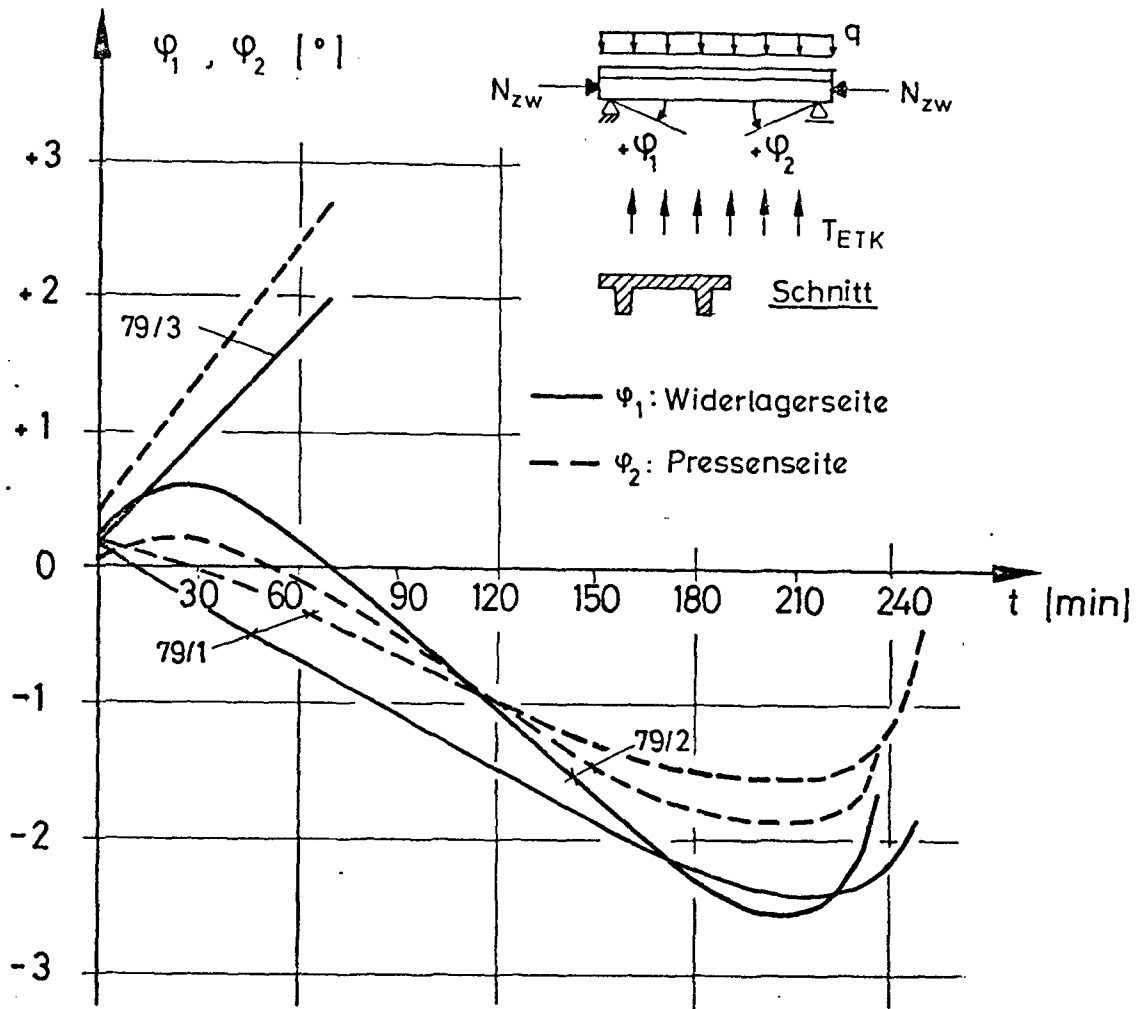


Bild 4.10: Gemessene Prüfkörperendverdrehung
(Messung am Randbalken)

mungen durch thermische wie statische Lasten vernachlässigt. Wirklichkeitsnahe Ergebnisse lassen sich mit Hilfe eines Scheibenmodells daher auch nur dann erzielen, wenn die vertikalen Bauteilverschiebungen klein bleiben und die Dehnungen aus Biegung gering gegenüber den thermischen Dehnungen sind.

Zur Erfassung des Temperaturgradienten und des davon abhängigen über die Plattendicke veränderlichen Spannungszustandes wurde ein geschichtetes Modell verwendet. In den Berechnungen wurden Schichtdicken von 2 cm gewählt. Die Zwangskraft ergibt sich in diesem Modell durch Integration der Spannungen als innere Schnittgröße mit zeitlich veränderlicher Exzentrizität. Bild 5.1 zeigt Zwangskraftverlauf und Exzentrizität \bar{e}_{zw} (bezogen auf die beflamte Plattenunterkante) eines voll dehnbehinderten Plattenstreifens.

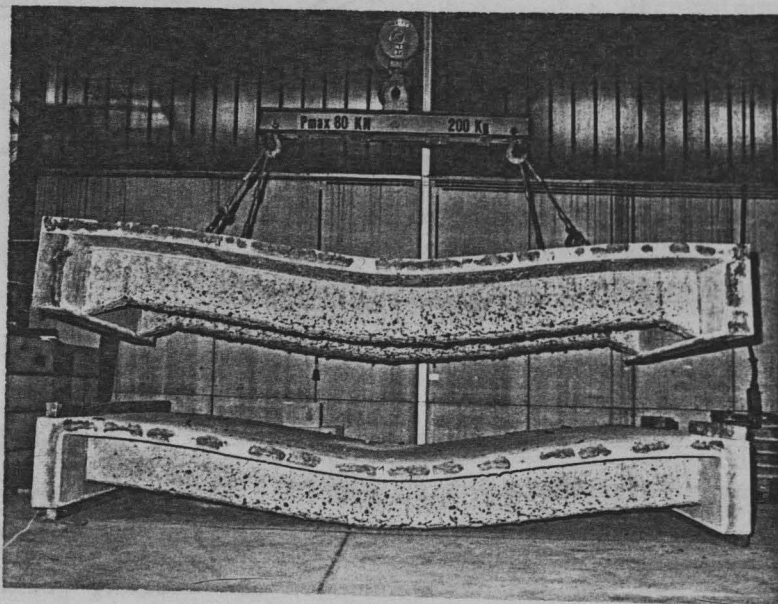


Bild 4.11: Dehnbehinderte Stahlbeton- π -Platten
nach dem Brandversuch
(Prüfkörper PLP-79/1 und PLP-79/2)

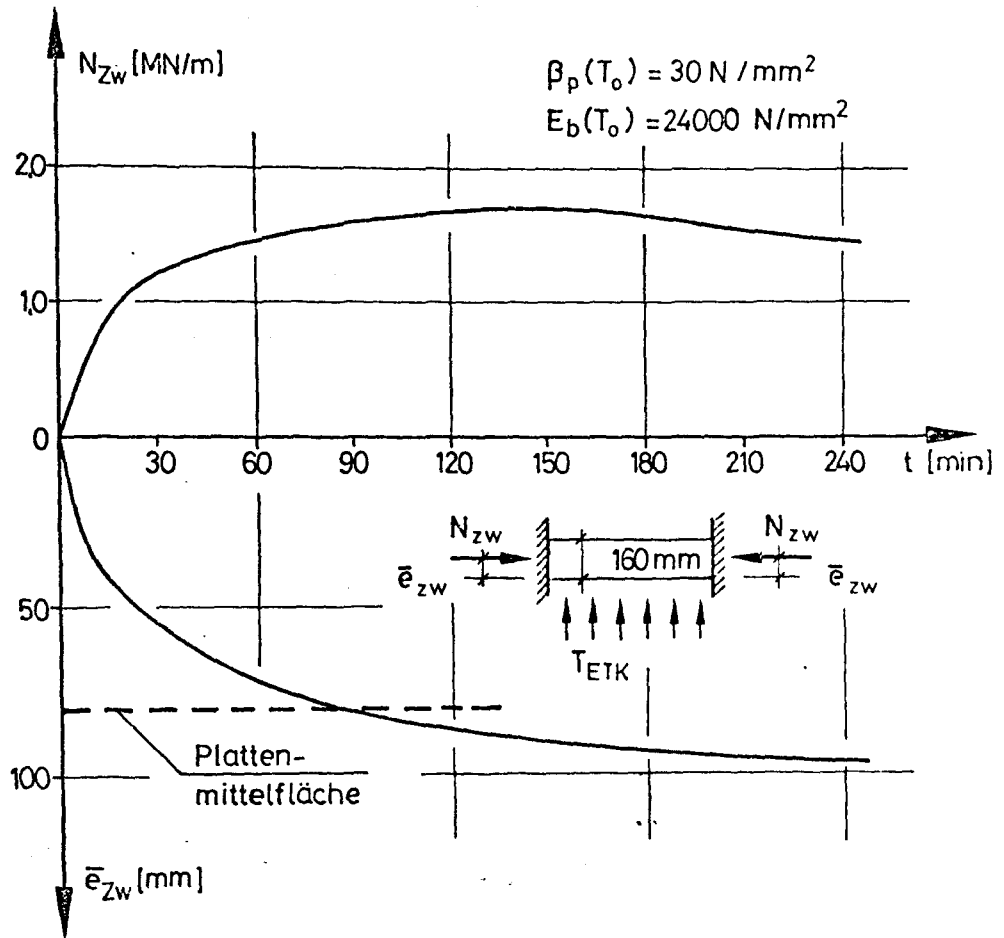


Bild 5.1: Größe und Lage der Zwangskraft in einem voll dehnbehinderten, eingespannten Stahlbeton-Plattenstreifen (Rechenwerte)

Die temperaturbedingte Abnahme der Steifigkeit der Plattenteile an der beflamten Unterseite führt zu einer Zentrierung der Zwangskraft. In Bild 5.2 ist der zeitliche Spannungsverlauf in einzelnen Querschnittsfasern, wie er bei der rechnerischen Analyse von Versuch PLS-79/4 ermittelt wurde, dargestellt. Die auf die temperaturabhängige Prismendruckfestigkeit $\beta_p(T)$ bezogenen relativen Zwangsspannungen bleiben zwar auch bei höheren Branddauern in der Nähe des beflamten Plattenrandes am größten, wobei der Bruchzustand aufgrund der temperatur- und kriechebedingten Zunahme der Verformbarkeit des Betons nicht erreicht wird. Die in der unteren Hälfte des Bildes dargestellten absoluten Zwangsspannungen zeigen jedoch schon frühzeitig abnehmende Werte im randnahen Bereich ($u = 10 \text{ mm}$) mit Verschiebung des Spannungsmaximums in das kältere Platteninnere. Ein Druck-Bruch des Betons durch die Zwängung läßt sich als Versagensursache für die Platte zumindest aufgrund dieser Rechenergebnisse ausschließen.

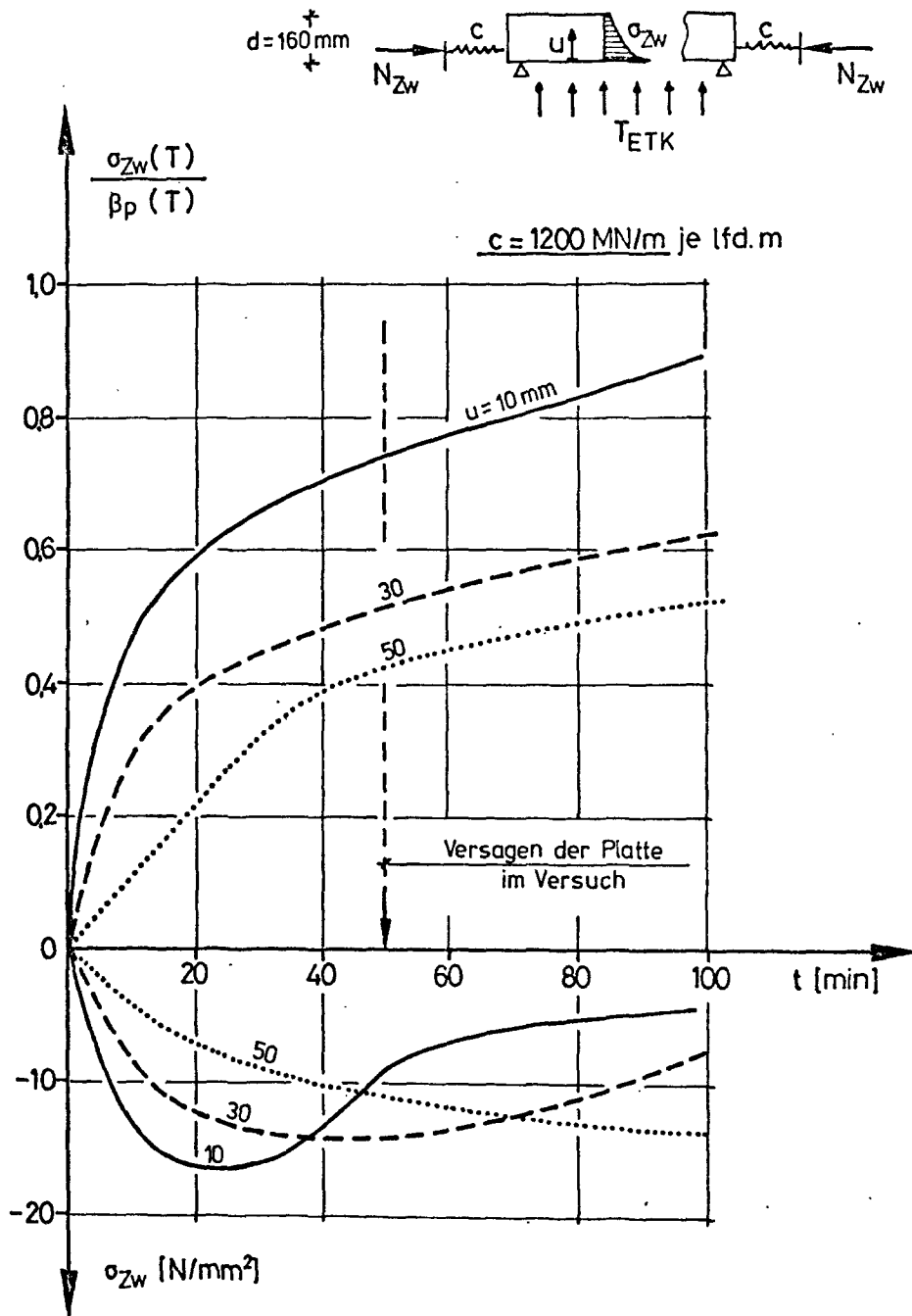
Plattenstreifen 79/4

Bild 5.2: Zwangsspannungen in einem dehnbehinderten Stahlbeton-Plattenstreifen
(Berechnung mit Hilfe des geschichteten Scheibenmodells)

Die Lage der Zwängungsebene hat, wie die Versuche gezeigt haben, einen wesentlichen Einfluß auf das Verformungsverhalten und den Zwangskraftverlauf. Diese ersten Versuche deuten an, daß sich eine günstige Wirkung der Zwängung auf das Brandverhalten nur dann einstellen wird, wenn der Zwangskraftangriff zumindest bei Beginn der

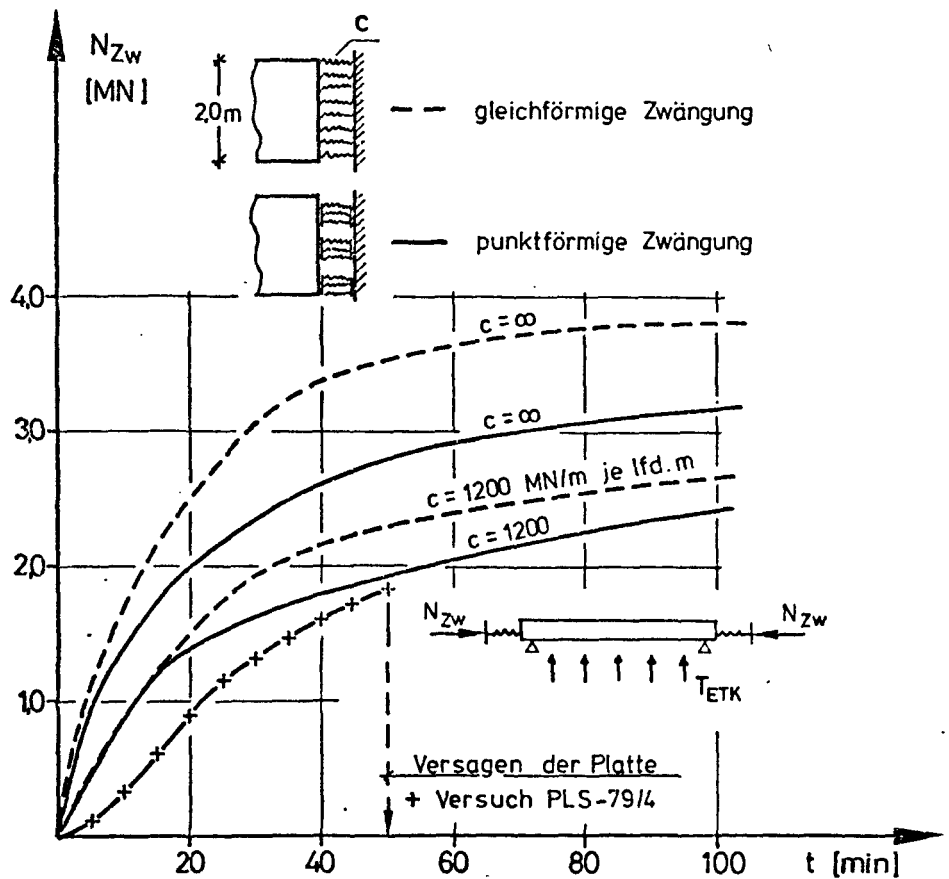


Bild 5.3: Zwangskraftentwicklung
 - dehnbehinderter Stahlbeton-
 Plattenstreifen PLS-79/4
 - Vergleich von Versuch und Rechnung

Beflammung nahe des beflammten Randes erfolgt. Nur für diese Fälle kann das Scheibenmodell brauchbare rechnerische Ergebnisse liefern. Bild 5.3 zeigt Rechen- und Versuchswerte für den Zwangskraftverlauf des Versuches PLS-79/4.

Wesentlich für die rechnerische Untersuchung ist die wirklichkeitsnahe Simulation der im Versuch vorhandenen Randbedingungen für die Zwängung aus horizontaler Dehnbehinderung, insbesondere die exakte Erfassung der horizontalen Verformungsrandbedingungen. So kann in vielen Fällen die Verformbarkeit des horizontalen Widerlagers nicht vernachlässigt werden. In Anlehnung an die gemessenen Verformungen (vgl. Bild 4.3) wurden hierzu Dehnfedern mit $c = 1200 \text{ MN/m je lfd. m}$ im Rechenmodell berücksichtigt. Auch erfolgte die Zwängung nicht kontinuierlich über die gesamte Plattenbreite, sondern quasi punktförmig mit Hilfe von drei hydraulischen Pressen. Die rechnerische Untersuchung zeigt die Unterschiede bei "gleichförmiger" und "punktförmiger" Zwängung. Bei Berücksichtigung der im Versuch vorhandenen

Verformungsrandbedingungen weicht die Rechenkurve mit zunehmender Branddauer immer weniger von der Versuchskurve ab. Die größeren Unterschiede zu Beginn der Beflammung können durch den Einfluß der Plattenbiegung bei noch kleinen thermischen Dehnungen bedingt sein.

Diese ersten Ergebnisse deuten an, daß das Scheibenmodell brauchbare Ergebnisse liefert, wenn die Plattendurchbiegungen klein bleiben. Da dies insbesondere für Durchlaufkonstruktionen und Platten mit Lastabtrag in zwei Richtungen zutrifft, erscheint die Anwendung des Scheibenmodells vor allem für die Zwängungsuntersuchung mittlerer Geschoßplattenbereiche mit begrenzter lokaler Beflammung möglich.

5.2 π -Platten

5.2.1 Temperaturberechnung

Die gemessenen und gerechneten Bauteiltemperaturen für PLP-79/3 sind in Bild 5.4 dargestellt. Die Grundlagen der Temperaturberechnung sind in [5, 6] eingehend erörtert worden. Als Wärmeübergangsbedingungen wurden folgende Emissions- und Konvektiv-Zahlen festgelegt,

$$\text{außen} \quad \epsilon_a = 0,8 \quad (5.1)$$

$$\text{innen} \quad \epsilon_i = 0,35 \quad (5.2)$$

$$\text{Konvektion} \quad \alpha_a = 4 \text{ Kcal h/m}^2 \quad (5.3)$$

$$\text{innen} \quad \alpha_i = (7,38 + 0.00224 \cdot T) \cdot \sqrt{w} \quad (5.4)$$

wobei w nach [7] die Heißgasgeschwindigkeit anzeigt. Ihr wurde ein Wert von

$$w = 5 \text{ m/min}$$

zugewiesen.

Die gemessenen und gerechneten Bauteiltemperaturen stimmen nach längerer Branddauer gut überein. Die Abweichungen sind nicht größer als 100°C , selbst bei einer Branddauer von 240 min.

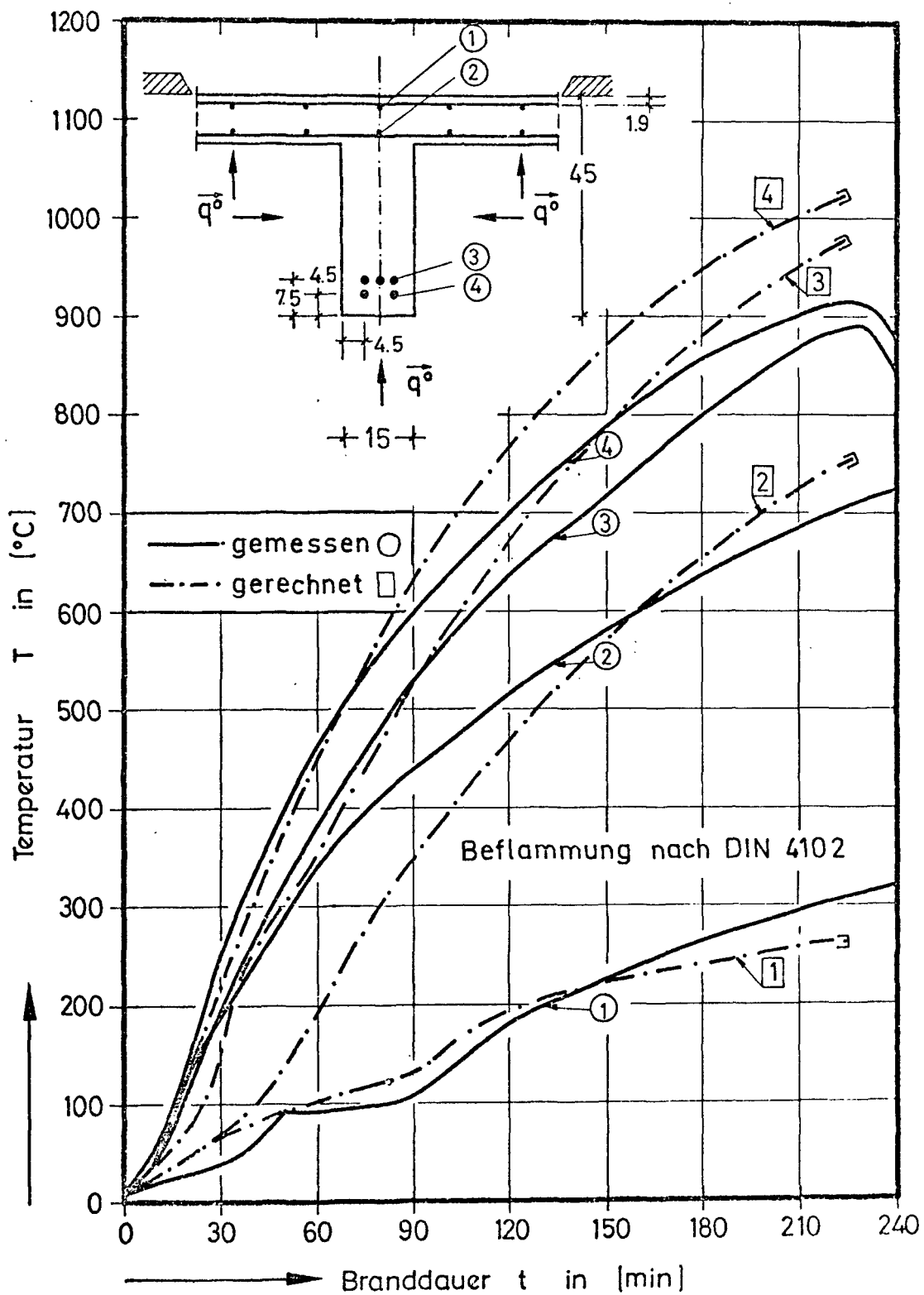


Bild 5.4: Gemessene und gerechnete Bauteiltemperaturen der π -Platten

Die gemessenen Bauteiltemperaturen zeigen, daß die Wärmeübergangsbedingungen in dem neuen Brandhaus des SFB nicht mit denen im Stützen- und Rahmenprüfstand identisch sind. Aus den Untersuchungen ist zu schließen, daß die Emissionszahlen etwas kleiner, die konvektiven Übergangszahlen dagegen etwas größer sein dürften. Diesbezüglich werden weitere rechnerische Untersuchungen durchgeführt.

5.2.2 Ermittlung der Zwangskräfte

In der Berechnung wurde bis zum Erreichen der 1 %-Grenze eine elastische Dehnbehinderung simuliert. Dabei resultierten die gerechneten Zwängungen aus der vorgegebenen Verschiebungs-Zeit-Kurve (vgl. Bild 4.8). Nach Erreichen der 1 %-Grenze wurde eine vollständige Dehnbehinderung vorgenommen. In der Berechnung wurde Konvergenz sowohl für die Verformungen wie auch für die Zwangskräfte angestrebt.

In den Bildern 5.5 - 5.7 sind die Zwangskräfte der untersuchten π -Platten dargestellt.

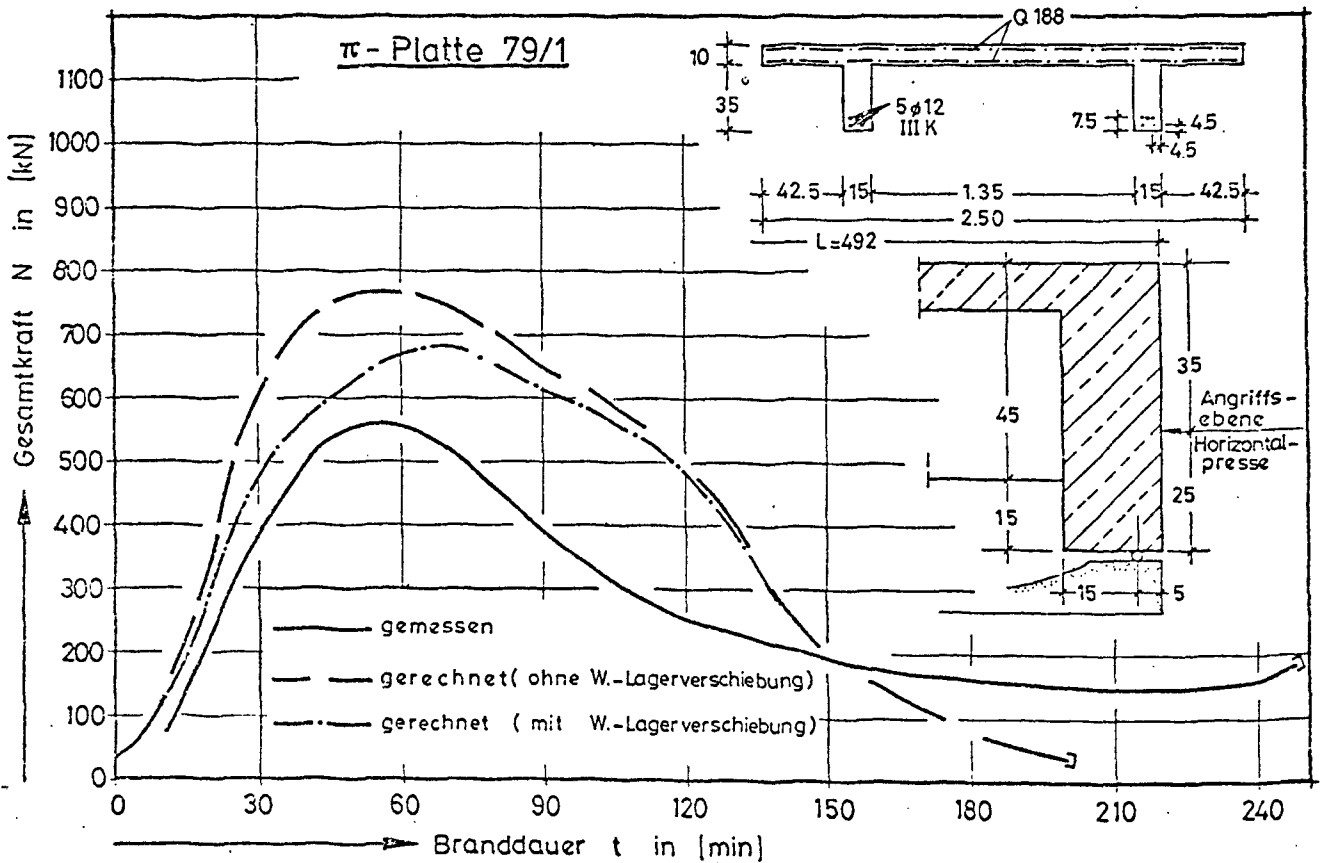


Bild 5.5: Gemessene und gerechnete Bauteilzwängungen der Platte π -79/1

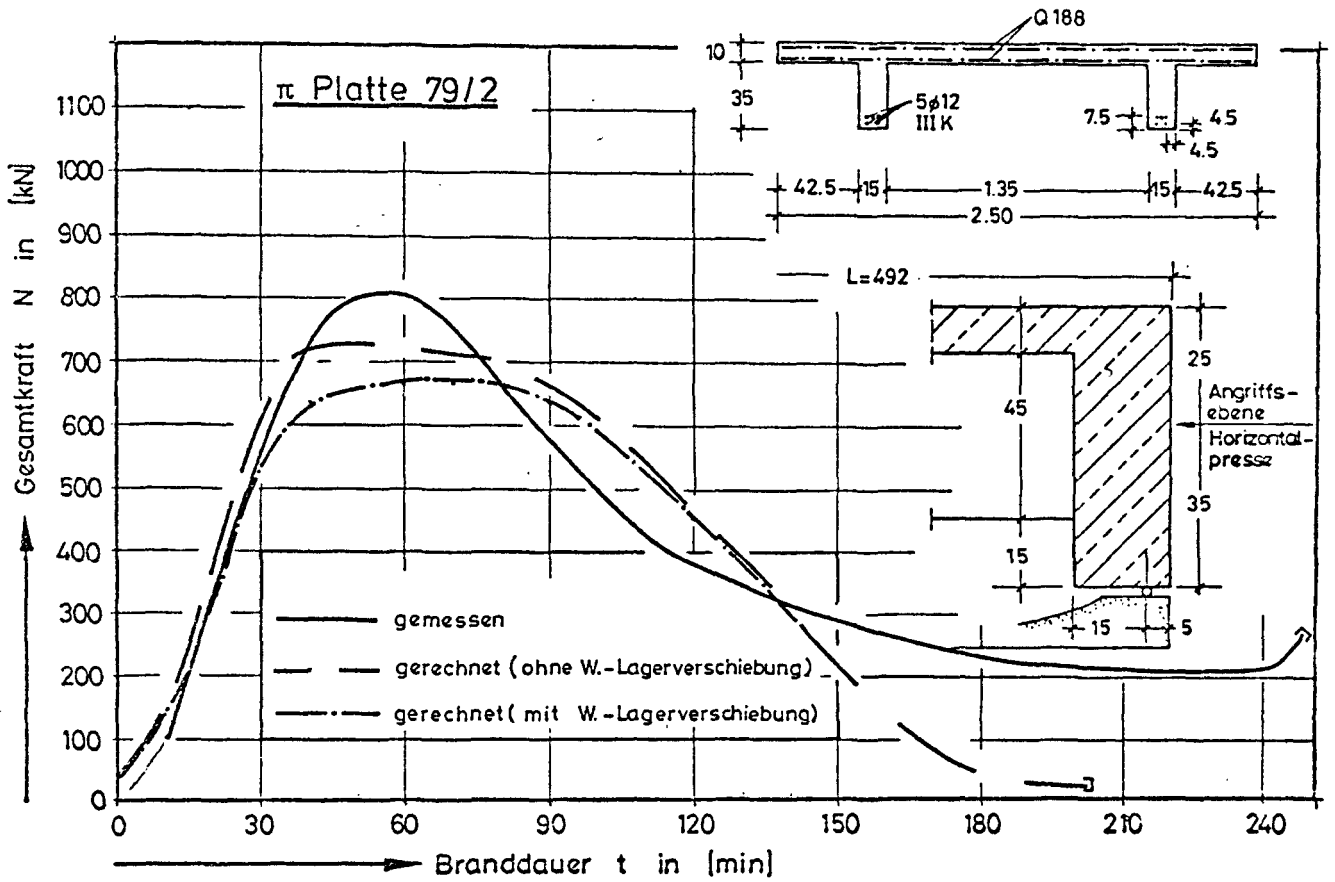


Bild 5.6: Gemessene und gerechnete Bauteilzwängungen der Platte π-79/2

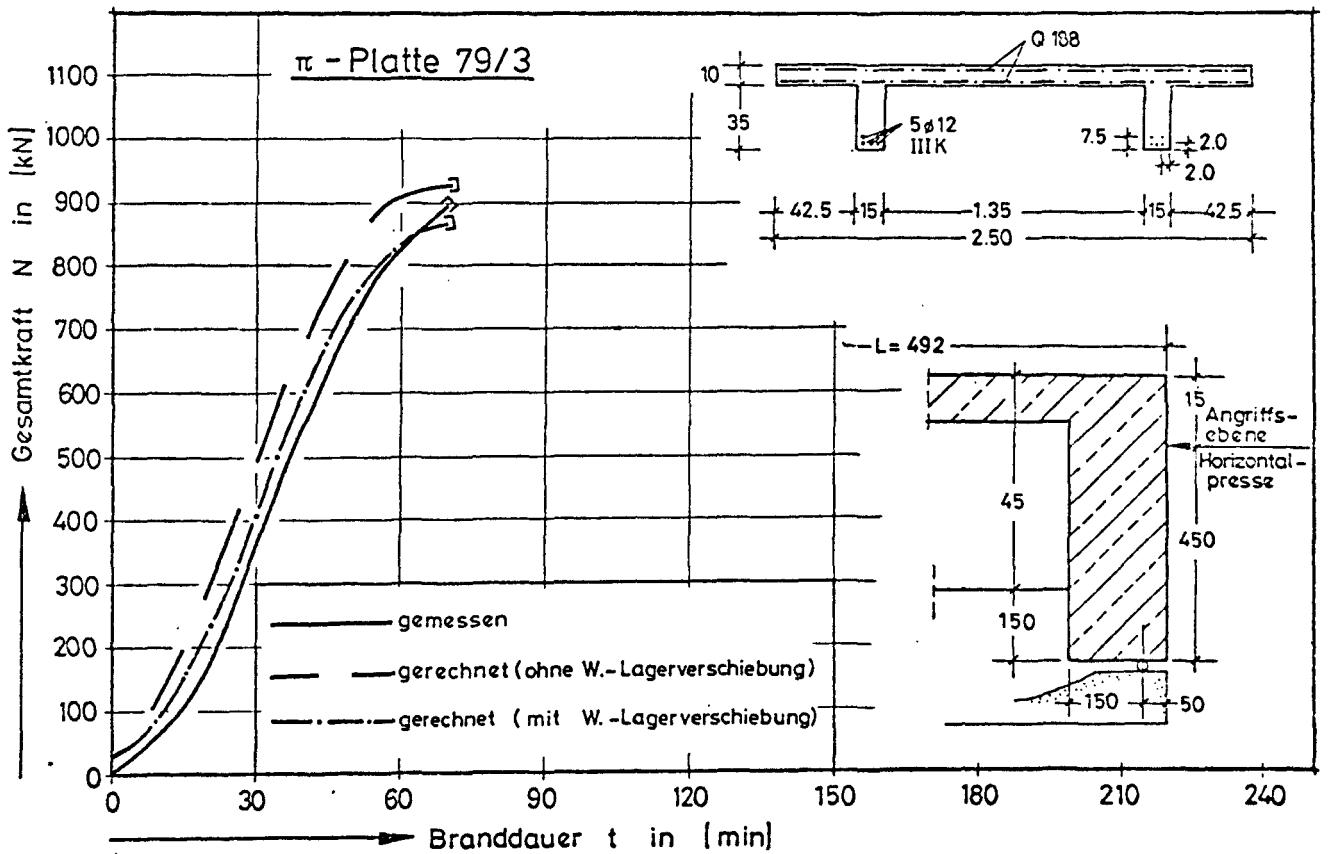


Bild 5.7: Gemessene und gerechnete Bauteilzwängungen der Platte π-79/3

In der Berechnung wurde aus Konvergenzgründen zum Zeitpunkt $t = 0$ eine geringfügige Anfangszwangskraft angesetzt. Die Völligkeit der Kurven und auch der Zeitpunkt der max. auftretenden Zwangskräfte zeigen gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Zusätzlich sind die Zwangskraftverläufe eingetragen, die sich unter Berücksichtigung der Verformungen des Spannbetonrahmens ergeben. Die Abweichungen zu den Versuchskurven werden weiter verringert. Auch die gerechneten Feuerwiderstandsdauern der Bauteile stimmen selbst bei längerer Branddauer mit den im Versuch ermittelten Werten gut überein.

Aus den Untersuchungen konnten folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- a - Die Angriffsebene der Zwängung bestimmt die Höhe der auftretenden max. Zwangskraft.
- b - Das Zwangskraftmaximum wurde nach 1 h Branddauer erreicht.
- c - Für die Feuerwiderstandsdauer spielt der Einfluß der Zwängung eine entscheidende günstige Rolle (vgl. Bilder 5.3 und 5.4), wenn die Zwängung eine zur Biegebeanspruchung gegen-sinnige Beanspruchung bewirkt.
- d - Zur genauen rechnerischen Bestimmung der Zwängungen sind alle wesentlichen Parameter zu berücksichtigen. Diesbezüglich sind sowohl rechnerisch als auch experimentell weitere Untersuchungen durchzuführen.

5.2.3 Einfluß der Lage der Zwängungsebene

Auf dem Bild 5.8a ist der Verlauf der H.T.-Dehnsteifigkeiten der untersuchten Bauteile eingetragen. Die in Bild 5.8a eingetragenen Steifigkeiten EF wurden, bezogen auf die Lage der Zwängungsebene, aus den zugehörigen Zwangsdehnungen errechnet. Aus der Darstellung wird erkennbar, daß mit höher liegender Angriffsebene auch entsprechend höhere Dehnsteifigkeiten in der Berechnung ermittelt werden. Außerdem beteiligt sich die Stahlbetonplatte an der Zwangskraftentwicklung.

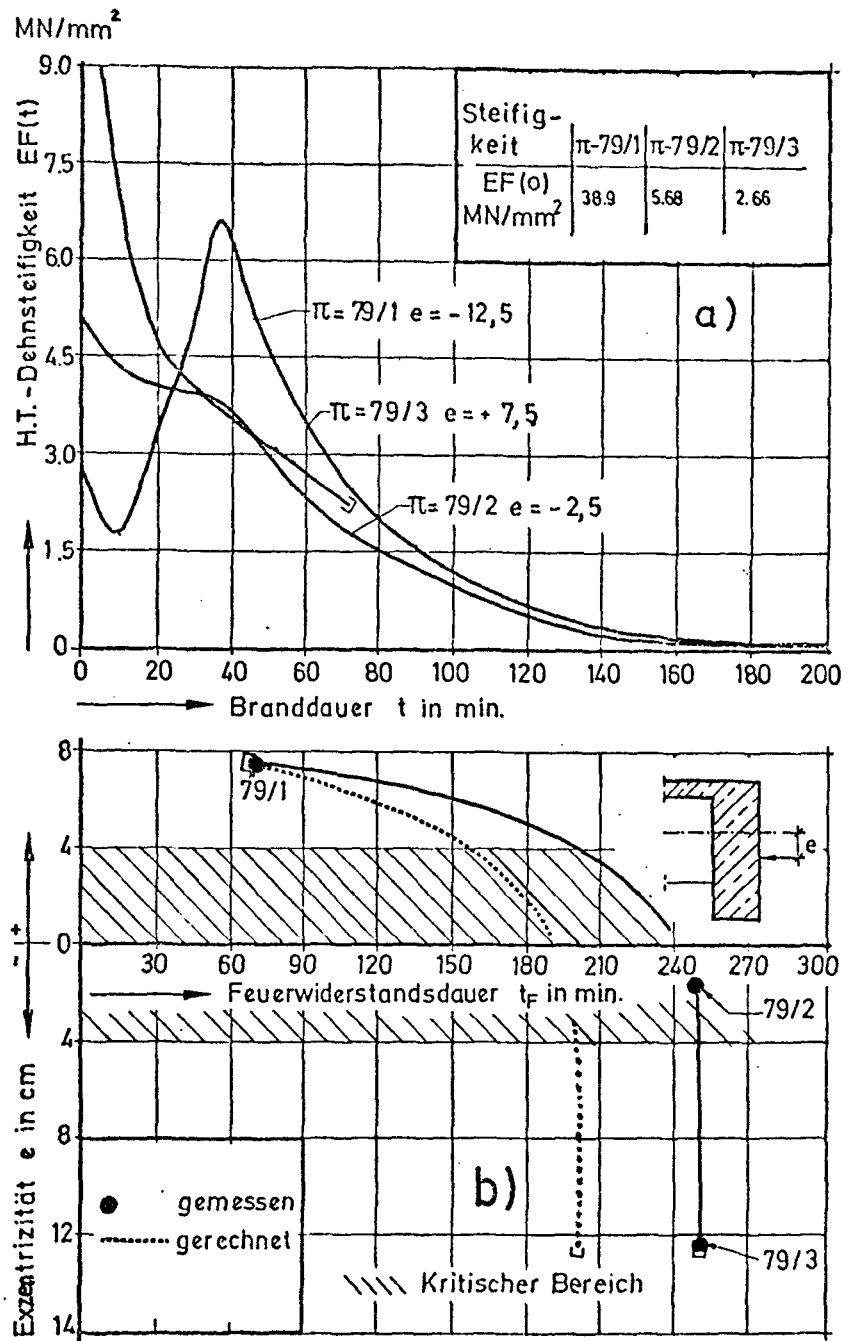


Bild 5.8: H.T.-Dehnsteifigkeiten und Feuerwiderstandsdauer der Bauteile

Das Bild 5.8b gibt die Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer der Bauteile von der Lage der Angriffsebene wieder. Es zeigt sich eine besonders empfindliche Reaktion, wenn die Zwängungsebene in einem bestimmten Querschnittsbereich variiert wird. Zur Feststellung dieses kritischen Bereichs sind weitere experimentelle und rechnerische Untersuchungen dringend notwendig.

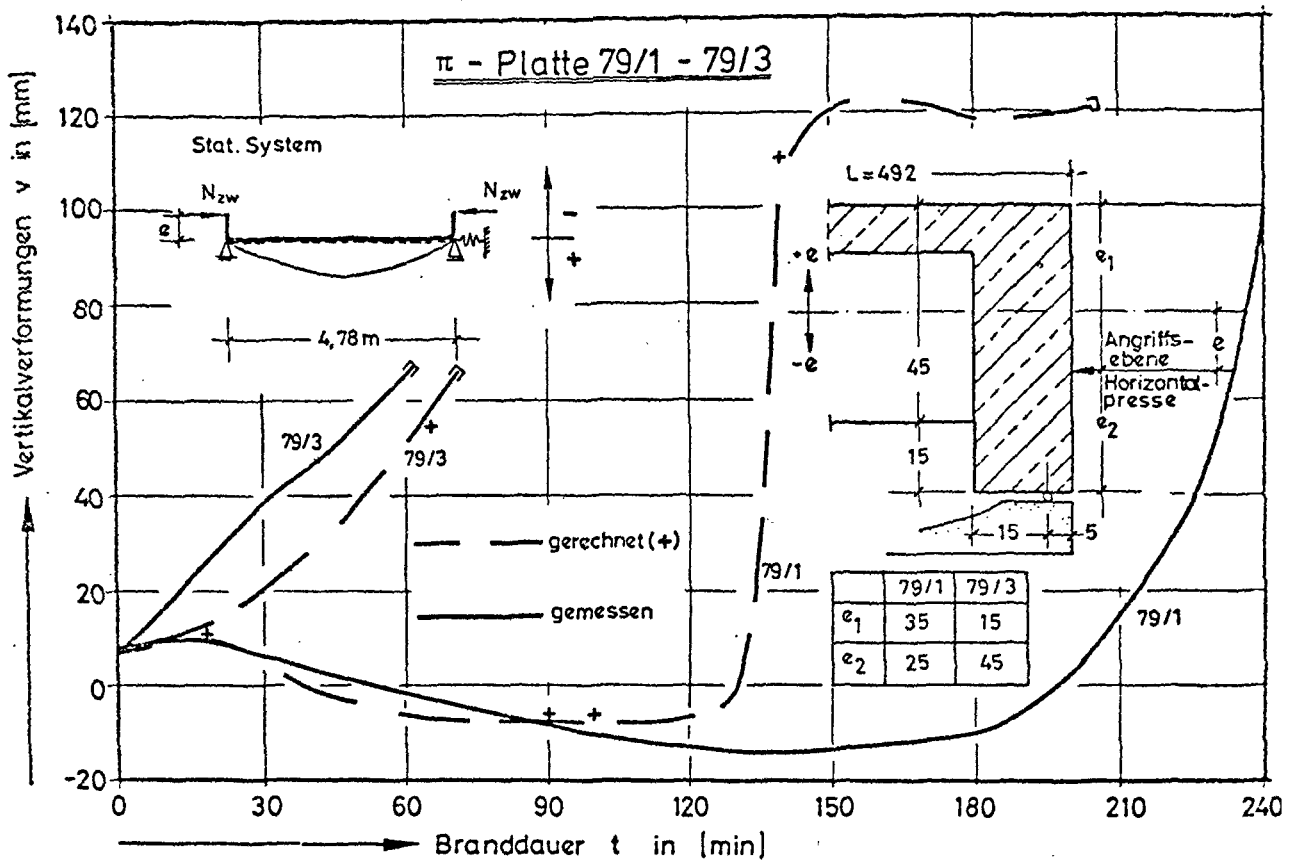


Bild 5.9: Gemessene und gerechnete Durchbiegungen der Platten π -79/1 und π -79/3

5.2.4 Durchbiegungen

In Bild 5.9 sind die gerechneten und gemessenen Verformungen der π -Platten 79/1 und 79/3 eingetragen. Die Versuchsergebnisse lassen sich rechnerisch qualitativ wie quantitativ zufriedenstellend wiedergegeben. Dies verdeutlicht die Effektivität des Rechenverfahrens für die Bestimmung der Bauteilverformungen. Für die Platte 79/1 wurden bis zu einer Branddauer von 3 h negative Verformungen registriert. Dies wurde auch in der Berechnung festgestellt. Bei 130 min. Branddauer zeigt jedoch die Berechnung einen schlagartigen Sprung der Verformungen zur beflamten Seite hin, ein Effekt, der als Durchschlag-Stabilitätsproblem in der klassischen Stabilitätstheorie bekannt ist. Dieser Effekt trat im Versuch nicht auf.

5.2.5 Auflagerverdrehungen

In Bild 5.10 sind die gemessenen und gerechneten Auflagerverdrehungen für die Platten 79/1 und 79/3 dargestellt. Die Verdrehun-

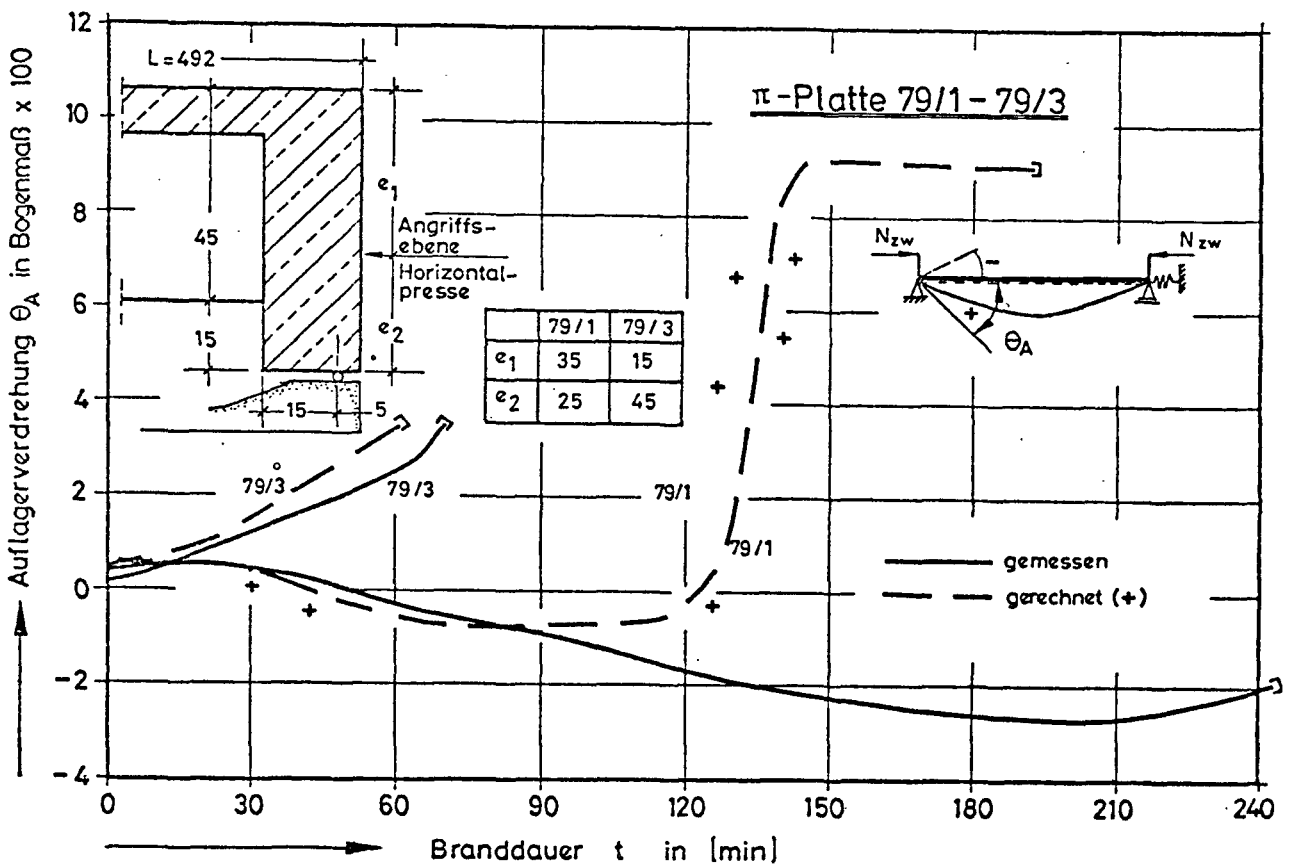


Bild 5.10: Gemessene und gerechnete Auflagerverdrehungen der Platten π -79/1 und π -79/3

gen werden für die Widerlagerseite ausgewertet. Aus der Verformungsentwicklung wird die Lage der ausmittigen Zwangskraft deutlich. Positive Verdrehungen werden stets bei den höher liegenden Zwängungen beobachtet. Nähert sich dagegen die Zwängungsebene dem unteren Rand des Balkens, stellen sich auch negative Verdrehungen ein. Dieser Vorgang zeigt, daß die thermischen Krümmungen und die Krümmungen aus vertikaler Belastung weitestgehend von den Krümmungen aus Zwängungen kompensiert und überschritten werden. Dieser Effekt zeigt deutlich den günstigen Einfluß der Zwängung.

6. Ausblick

6.1 Experimentelle Untersuchungen

Zwangskräfte durch Behinderung der Längsdehnung brandbeanspruchter Biegebauteile entstehen im Bauwerk in der Regel durch das Zusammenwirken der beflamten Bauteile mit nicht beflamten, kalten Tragwerksteilen. Hierbei stellt die Zwängung insbesondere bei monolithischen Durchlaufkonstruktionen einen inneren Beanspruchungszustand dar.

Die Zwangsschnittgrößen werden durch Integration der Spannungen über die Bauteildicke ermittelt. Neben Zwangskräften entstehen auch Zwangsmomente, wobei beide Größen zeitlich veränderlich sind. Die experimentelle Simulation solcher Zwangszustände erfordert neben der Steuerung der Längenänderung des beflamten Bauteiles auch die Beeinflussung der Rotationen an den Bauteilenden.

Neben weiteren Versuchen mit reiner Längsdehnungsbehinderung sollen daher zukünftig auch Versuche mit Längsdehnungs- und Rotationsbehinderung durchgeführt werden. Die Vorgabe der zeitlich veränderlichen Verformungsrandbedingungen oder auch die Vorgabe von Rand-schnittgrößen wird sich an rechnerisch bestimmten Werten orientieren, die sich aus den Berechnungen am Gesamtsystem ergeben. Die verwendeten Rechenmodelle müssen dabei die Interaktion der beflamten Bauteile mit der kalten Umgebung berücksichtigen.

Das Versuchsprogramm wird verschiedene Tragsysteme erfassen:

- Stahlbeton- und Spannbetonplatten,
- Plattenbalken,
- Rippen- und Kassetendecken,
- Stahlverbundplatten,
- Geschoßdecken mit partieller Beflammung,
- Einzelne Rahmen mit Interaktion der Deckenplatten.

6.2 Erweiterung und Anwendung der Rechenmodelle

Im SFB 148 wurde im ablaufenden Forschungszeitraum an der Entwicklung eines umfangreichen Großrechenprogramms gearbeitet. Die Arbeiten wurden so weit vorangetrieben, daß die für Einzelbauteile entwickelten Rechenprogramme gekoppelt werden können. Im nächsten Förderungszeitraum wird es die Aufgabe sein, die zweckorientierten Teilprogramme im o.a. Großrechenprogramm zu komplementieren, um so größere Bauwerksabschnitte für den Lastfall Brand untersuchen zu können.

Die Überprüfung und Verbesserung der Rechenmodelle soll dabei an Hand von Versuchen vorgenommen werden. Da ein Versuch an einem Gesamtsystem verständlicherweise in der Regel nicht praktikabel ist,

können Experimente dieser Art nur an kleineren Ausschnitten erfolgen, wobei z.B. Verformungsrandbedingungen vorgegeben werden, die mit Hilfe des Großrechenprogramms bei der Analyse des Bauwerkes oder des Bauwerkabschnittes ermittelt wurden. Dabei kann die Verifizierung des Großrechenprogramms zunächst nur aus der rechnerischen Vorhersage und dem tatsächlichen Verhalten des Prüfkörpers im Brandfall vorgenommen werden. Die Verfasser sind der Meinung, daß die geplanten Arbeiten den theoretischen und experimentellen Wissensstand über das Bauwerksverhalten im Brandfall wesentlich vervollständigen.

7. Literatur

- [1] Selvaggio, S.L., Carlson, C.C.:
Effect of Restraint on Fire Resistance of Prestressed
Concrete
Portland Cement Association, Research Department,
Bulletin 164, Skokie, Illinois, USA 1963

- [2] Issen, L.A., Gustaferro, A.H., Carlson, C.C.:
Fire Tests of Concrete Members: An Improved Method for
Estimating Thermal Restraint Forces
Portland Cement Association, Research Department,
Bulletin , Skokie, Illinois, USA 1970

- [3] Finanzierungsantrag des SFB 148 für den Zeitraum
1978 - 1980, S. 65 - 89

- [4] Walter, R.: Zur Berechnung der inneren Zwängungen brand-
beanspruchter ebener Stahlbeton-Flächentragwerke
Dissertationsschrift TU Braunschweig,
in Vorbereitung

- [5] Kordina, et al.:
Zur Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen
CIB W 14 90/75 (D)

- [6] Haksever, A.:
Stahlbetonstützen bei natürlichen Bränden
(Bericht in Vorbereitung)

- [7] Schneider, U., Haksever, A.:
Stahlbetonbalken bei natürlichen Bränden
CIB W 14 /78/1 (G)

A 2 - 3

Ein Rechenmodell zur wirklichkeitsnahen
Beschreibung der Zwängung partiell be-
flammter Stahlbetonplatten

von

Dipl.-Ing. Robert Walter

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Problemstellung	2
2. Rechenmodell	4
2.1 Elastisches Grundmodell	7
2.2 Stoffgesetze	7
2.2.1 Beton	10
2.2.2 Stahl	12
2.2.3 Stahlbeton	13
2.3 Nichtlineare Berechnung	13
3. Parametereinflüsse	17
3.1 Größe des beflamnten Flächenanteils	19
3.2 Bewehrungsgehalt	23
3.3 Plattendicke	24
4. Ausblick	25
5. Literatur	25

1. Problemstellung

Brände in Bauwerken erfassen nur in relativ wenigen Fällen das gesamte Gebäude. Häufig bleibt die Brandbeanspruchung z. B. durch die vorgegebene Raumaufteilung (evtl. vorhandene Brandwände) lokal begrenzt. In monolithischen Konstruktionen führt dies zu Zwängungsbeanspruchungen infolge der Interaktion zwischen kalten und beflammten Tragwerksteilen. Es treten in der Regel Zwangsschnittgrößen sowohl aus behinderten Verschiebungen als auch aus behinderten Rotationen auf.

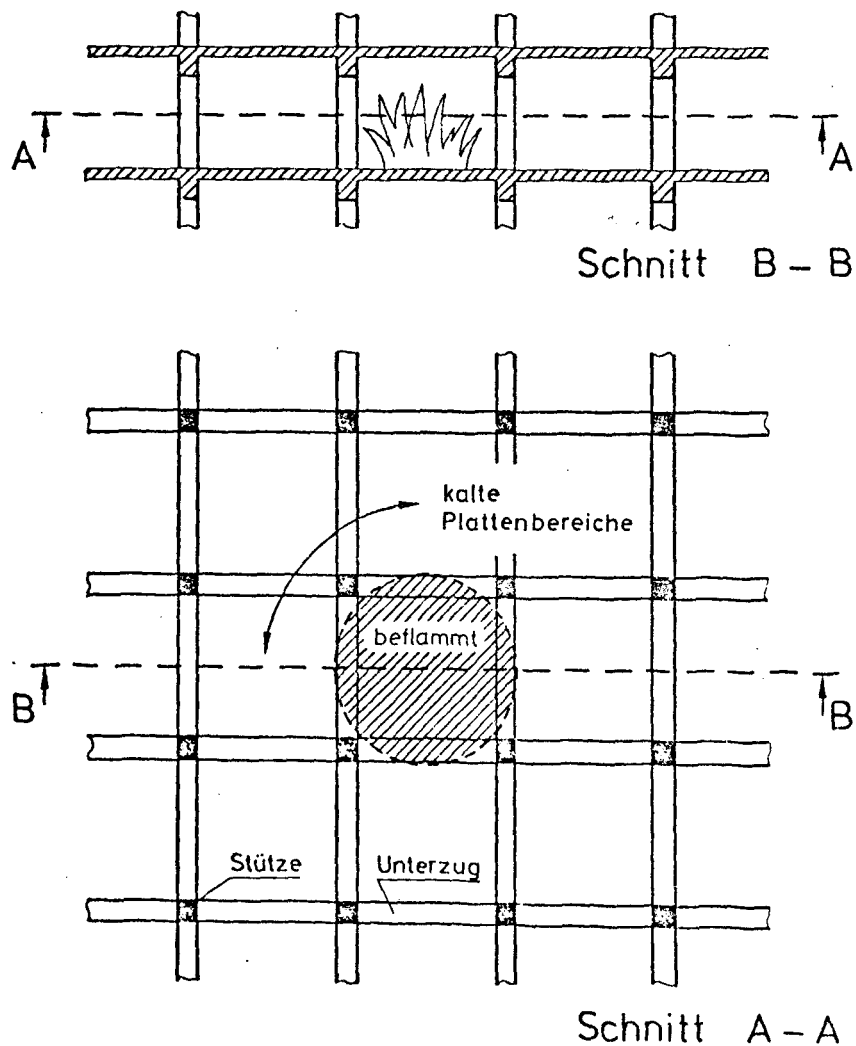


Bild 1.1: Lokale Brandbeanspruchung in einem Geschoßbau

Durch zahlreiche Versuche in den USA [3, 9] konnte der günstige Einfluß solcher Zwängungen auf das Brandverhalten biegebeanspruchter Bauteile nachgewiesen werden. Erste experimentelle Studien im Sonderforschungsbereich 148 (vgl. Beitrag A 2 - 2) konnten eine solche mögliche günstige Wirkung bestätigen.

Der zeitliche Verlauf und die Größe der Zwangsschnittgrößen hängen entscheidend vom Beanspruchungs- und Verformungszustand der kalten Umgebung ab. Ein Rechenmodell, das die Zwängung als Reaktion zwischen beflamnten und nicht beflamnten Bauteilen beschreiben soll, muß insbesondere die Steifigkeitsverteilung wirklichkeitsnah erfassen, wobei nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit der gerissene Zustand zugrunde gelegt werden muß.

Platten in Geschoßbauten erstrecken sich häufig ohne Fugen über größere Abschnitte. Ein lokaler Brand führt in der Geschoßplatte zu einer partiellen Brandbeanspruchung (Bild 1.1). Aus der Behinderung der Längsdehnung des beflamnten Teils resultieren Druck-Kräfte im brandbeanspruchten Plattenteil und Zug- und Druck-Kräfte in den umgebenden kalten Teilen. Die Zug-Kräfte verlaufen ringförmig um den beflamnten Teil herum (Bild 1.2).

Im SFB 148 wurde ein Rechenmodell zur Beschreibung dieser Zwangskräfte und der auftretenden horizontalen Dilatationen entwickelt. Das Modell erfaßt die heißen wie die kalten Teile der partiell brandbeanspruchten ebenen Stahlbetonplatte. Erste numerische Ergebnisse ohne Berücksichtigung der Rißbildung wurden in [10] mitgeteilt. Die berechneten Verschiebungsfelder werden bei den experimentellen Studien des SFB 148 als Randbedingung zur Simulation einer wirklichkeitsnahen Dehnungsbehinderung im Brandfall berücksichtigt.

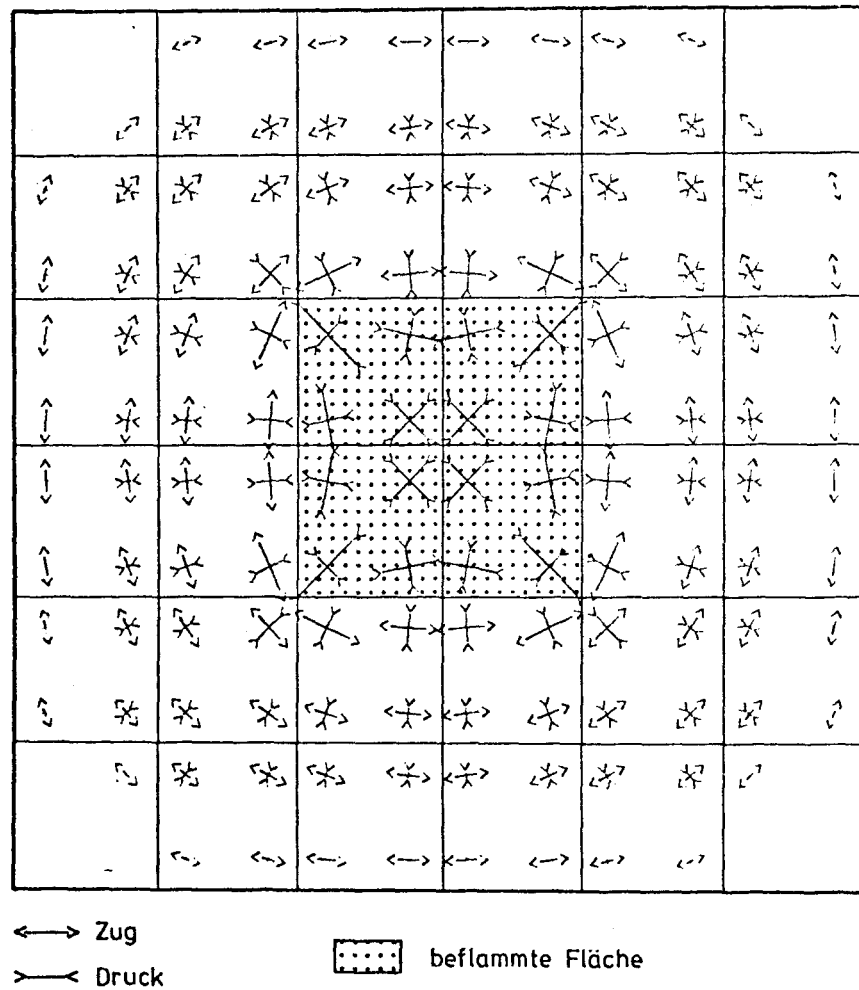


Bild 1.2: Hauptspannungszustand einer partiell erwärmten Scheibe
(elastische Berechnung)

2. Rechenmodell

Eingangswerte für die Verformungs- und Spannungsanalyse sind die berechneten Temperaturfelder. Hierbei stellen Brandbeanspruchungen thermisch instationäre Lastfälle dar, wobei in Betonbauteilen in der Regel eine nicht lineare Temperaturverteilung mit steilen Gradienten insbesondere am beflamnten Rand vorliegt (Bild 2.1).

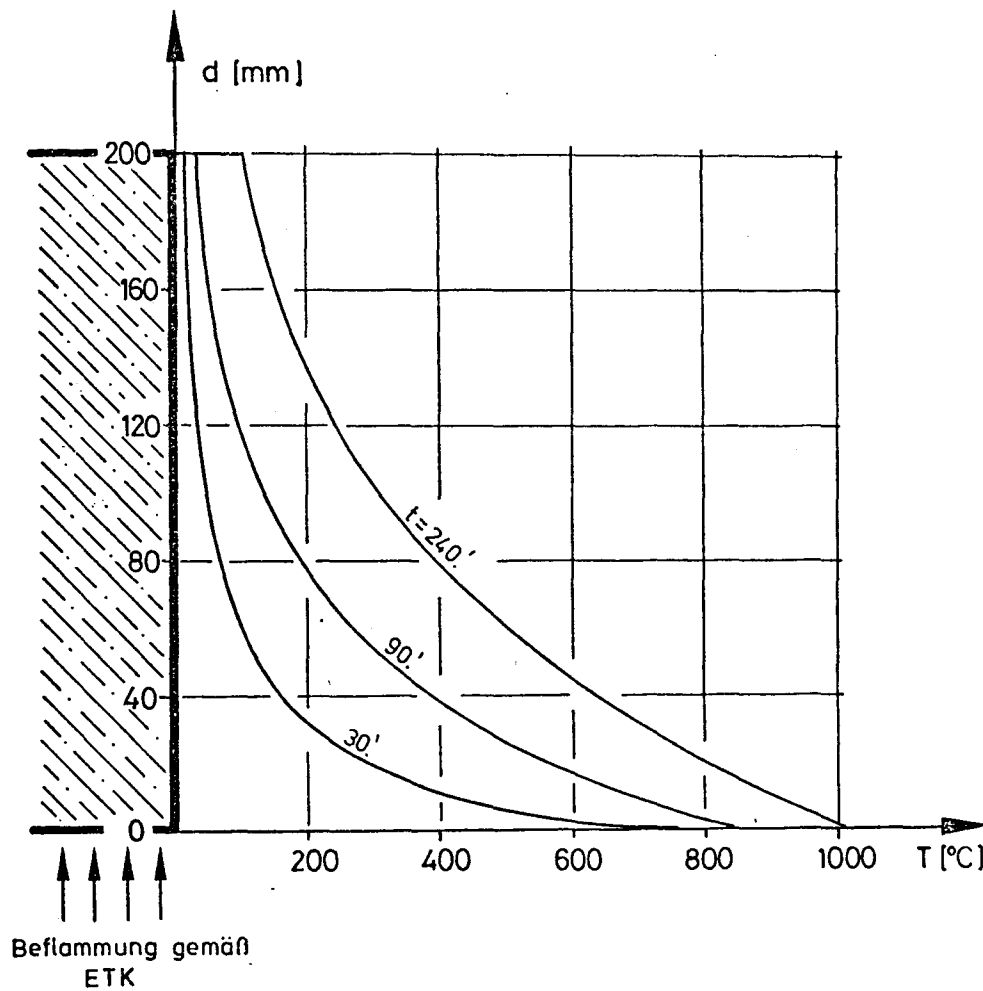


Bild 2.1: Temperaturverteilung in einer beflamten Stahlbetonplatte
($d = 200 \text{ mm}$)

Die über die Plattendicke veränderlichen Temperaturen führen neben horizontalen Verschiebungen auch zu Krümmungen und Durchbiegungen in der beflamten Platte. Vorhandene vertikale Lasten (Eigengewicht und Verkehrslasten) beeinflussen zusätzlich den Verformungszustand. Die Lösung des Zwängungsproblems unter Berücksichtigung von horizontalen (Zwangskräfte) und vertikalen Lasten erfordert ein Modell, das den Scheibenzustand mit dem Plattenzustand koppelt. Für kalte Berechnungen liegen hierfür z. B. geschichtete Modelle vor [6, 7], die jedoch einen erheblichen numerischen Aufwand erfordern.

Da der numerische Aufwand (Programmgröße und Rechenzeit) bei Einführung des Parameters Temperatur in der Regel um ein Vielfaches anwächst, wurde in dem vorliegenden Modell zunächst auf die Erfassung der Plattenbiegung verzichtet.

Zur Bestimmung von horizontalen Verschiebungen und Zwangskräften wurde nur das Scheibenproblem (ebener Spannungszustand mit $\sigma_3 \equiv 0$) gelöst. Nachrechnungen amerikanischer Versuche [12] wie auch Erkenntnisse aus ersten Versuchen im SFB 148 (vgl. Bericht A 2-2) haben die mögliche Brauchbarkeit dieses Modells aufgezeigt.

Wesentlich für eine wirklichkeitsnahe Beschreibung der Zwangskräfte ist die Erfassung des über die Plattendicke in Abhängigkeit von der Temperaturverteilung veränderlichen Zwangspannungszustandes. Im Rechenmodell wurde dies durch geschichtete Elemente berücksichtigt (Bild 2.2). Die Kopplung der Schichten erfolgt über die Bedingung des eben bleibenden

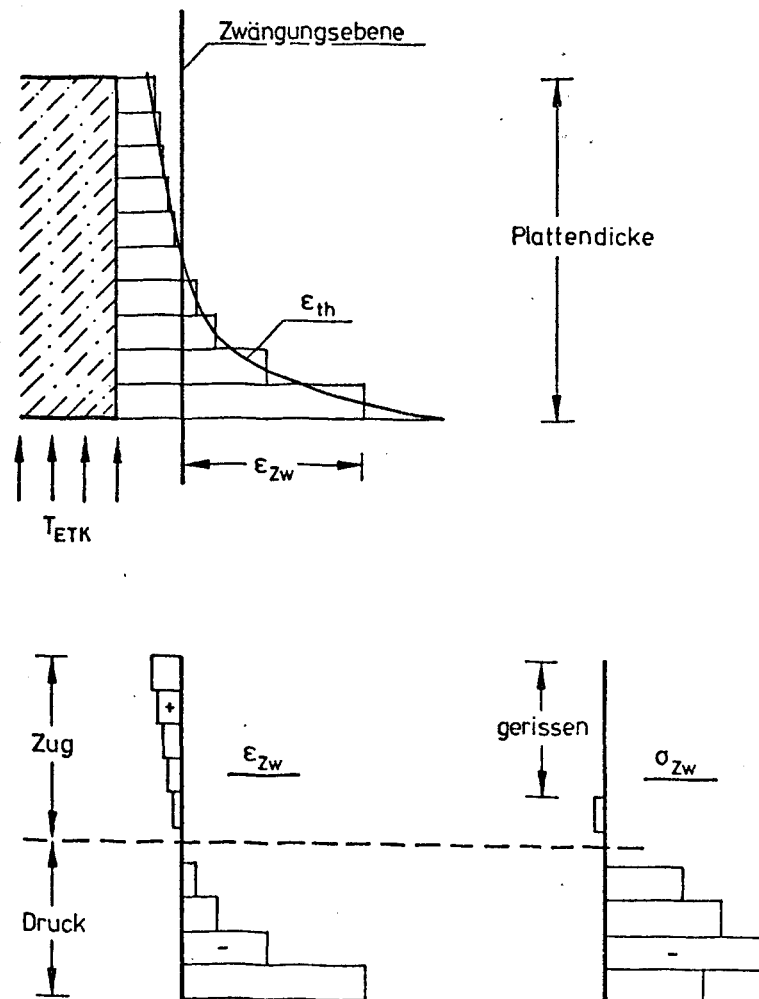


Bild 2.2: Geschichtetes Scheibenmodell für den beflamten Plattenteil

Querschnitts mit vertikaler Zwängungsebene. Zwangskräfte werden durch Integration der Zwangsspannungen, die in Abhängigkeit der Zwangsdehnungen ermittelt werden, bestimmt. Die Gesamtsteifigkeit eines Elements ergibt sich durch Summation der Einzelsteifigkeiten aller Schichten.

Alle weiteren Angaben zum Rechenmodell beschränken sich auf die wesentlichen Punkte. Ausführlich ist das Rechenmodell in [12] beschrieben.

2.1 Elastisches Grundmodell

Das Scheibenmodell wurde nach der Methode der Finiten Elemente diskretisiert. Es wurde ein Weggrößenverfahren mit isoparametrischen Elementen verwendet [14]. Isoparametrische Elemente sind universell einsetzbar und besonders geeignet zur Beschreibung krummliniger Berandungen. Geometrie und Verschiebungen werden mit Hilfe von Shape-Functions beschrieben:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^8 N_i \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

N_i = Shape-Functions

$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}$: Verschiebungen im globalen System

$\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix}$: Verschiebungen im lokalen System

Die finite Übersetzung der Gesamtstruktur führt im elastischen Modell auf ein lineares Gleichungssystem in der Form:

$$[K] \cdot \{\delta\} = \{P\} \quad (2.2)$$

$[K]$ Globale Gesamtsteifigkeitsmatrix

$\{\delta\}$ Verformungsvektor

$\{P\}$ Lastvektor

$$\text{mit } [K] = \sum_{i=1}^n [k]^e \quad (2.3)$$

$[k]^e$: Elementsteifigkeitsmatrix

Die Elementsteifigkeitsmatrizen werden mit Hilfe der Gaußschen Integration (vier Integrationspunkte im Elemente) bestimmt mit:

$$[k]^e = \sum_{j=1}^4 \sum_{n=1}^m [B]_j^T \cdot [D]_{j,n} \cdot [B]_j \cdot d_{j,n} \cdot |J|_j \quad (2.4)$$

$[B]$: Operatormatrix

$[D]$: Materialmatrix

$d_{j,n}$: Dicke der Schicht n

$|J|$: Determinante der Jacobi-Matrix

j : Nr. des Integrationspunktes

n : Nr. der Schicht

e : Element

Der Lastvektor wird berechnet mit:

$$\{P\}^e = \sum_{j=1}^4 \sum_{n=1}^m [B]_j^T \cdot [D]_{j,n} \cdot \{\epsilon_o\}_{j,n} \cdot d_{j,n} \cdot |J|_j \quad (2.5)$$

$$\{\epsilon_o\} = \begin{Bmatrix} \epsilon_{th_x} \\ \epsilon_{th_y} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

$\epsilon_{th_x}, \epsilon_{th_y}$: thermische Dehnungen

Verzerrungen und Spannungen werden in einer Nachtaufrechnung bestimmt.

Für die elastische Berechnung wird als Materialmatrix die Elastizitätsmatrix eingesetzt. Weitere Angaben zum elastischen Scheibenprogramm enthält [11].

Rißbildung und nicht-lineare σ - ϵ -Beziehungen werden bei der nichtlinearen Berechnung ausschließlich über die Materialmatrix erfaßt, so daß die geometrische Diskretisierung des elastischen Modells unverändert übernommen werden konnte.

2.2 Stoffgesetze

Die verwendeten Gesetze zur Beschreibung des Bruch- sowie des Verformungsverhaltens von Beton und Stahl haben Gültigkeit im beflamten wie im kalten Plattenteil. Das Stoffgesetz für Beton bei Raumtemperatur wurde an den biaxialen Versuchen von Kupfer [5] orientiert. Für die Erweiterung auf den Parameter Temperatur standen zur Zeit nur einachsige Versuche zur Verfügung. In das Stoffgesetz für Beton bei hohen Temperaturen wurden Erkenntnisse aus dem Teilprojekt B 3 des SFB 148 eingearbeitet. Das betrifft insbesondere das Kriechverhalten. Die rechnerisch entwickelten Kennlinien für Betonstahl wurden an den im Teilprojekt B 4 durchgeführten Warmkriechversuchen orientiert.

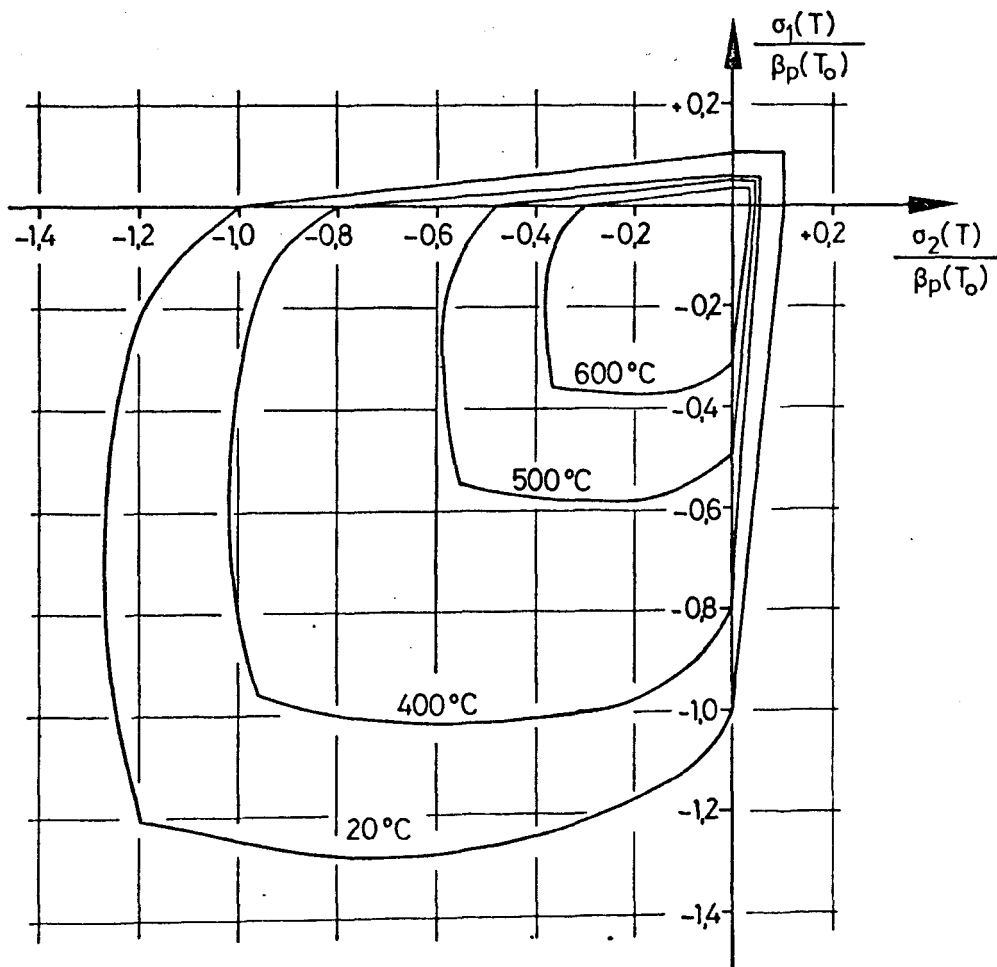


Bild 2.3: Temperaturabhängige biaxiale Bruchkurven für Beton
(Rechenwerte)

2.2.1 Beton

Das Bruchverhalten wird über biaxiale, temperaturabhängige Bruchkurven beschrieben (Bild 2.3), indem für die zentralen Größen der Bruchkurve bei Raumtemperatur, wie einachsige Prismendruckfestigkeit und Zugfestigkeit, temperaturabhängige Funktionen bestimmt wurden.

Die biaxiale σ - ϵ -Beziehung wird durch ein isotropes Materialgesetz beschrieben:

$$\epsilon_{iK} = \frac{1}{3K} \cdot \sigma \cdot \delta_{iK} + \frac{1}{2G} \cdot \sigma'_{iK} \quad (2.7)$$

$\sigma \cdot \delta_{iK}$: hydrostatischer Spannungsanteil

σ'_{iK} : deviatorischer Spannungsanteil

K: Kompressionsmodul

G: Schubmodul

Kompressionsmodul K und Schubmodul G sind im allgemeinen temperatur-, beanspruchungs- und eventuell auch zeitabhängige Größen. Im vorliegenden Modell wird der Kompressionsmodul lediglich temperaturabhängig formuliert. Die Beschreibung der nicht-linearen σ - ϵ -Beziehung erfolgt über den temperatur- und beanspruchungsabhängigen Sekanten-Schubmodul mit:

$$\frac{G_S}{G_O} = \frac{|\beta_p|}{c \cdot \sigma_v} \cdot \tan \left(\frac{c \cdot \sigma_v}{|\beta_p|} \right) \quad (2.8) \text{ nach [2]}$$

σ_v : Vergleichsspannung nach v.Mises

β_p : einachsige Prismendruckfestigkeit

c : Freiwert

Der Parameter Temperatur wird über temperaturabhängige Funktionen für die einachsige Prismendruckfestigkeit β_p und den Beton-E-Modul E_O^b in

$$K_O = \frac{E_O^b}{3(1-2\nu)} \quad (2.9)$$

$$\text{und} \quad G_O = \frac{E_O^b}{2(1+\nu)} \quad (2.10)$$

berücksichtigt. Die Querdehnzahl ν bleibt konstant und temperaturunabhängig.

Von wesentlichem Einfluß auf Zwängungen sind Kriecheinflüsse. So können insbesondere Kriechverformungen bei instationärer Temperaturbeanspruchung in der Regel nicht vernachlässigt werden. Die von Schneider [8] hierfür bestimmten Kriechzahlen werden im Rechenmodell in der Form

$$K_{o, tr} = \frac{K_o}{1 + \varphi_{tr}} \quad (2.11)$$

und

$$G_{o, tr} = \frac{G_o}{1 + \varphi_{tr}} \quad (2.12)$$

berücksichtigt.

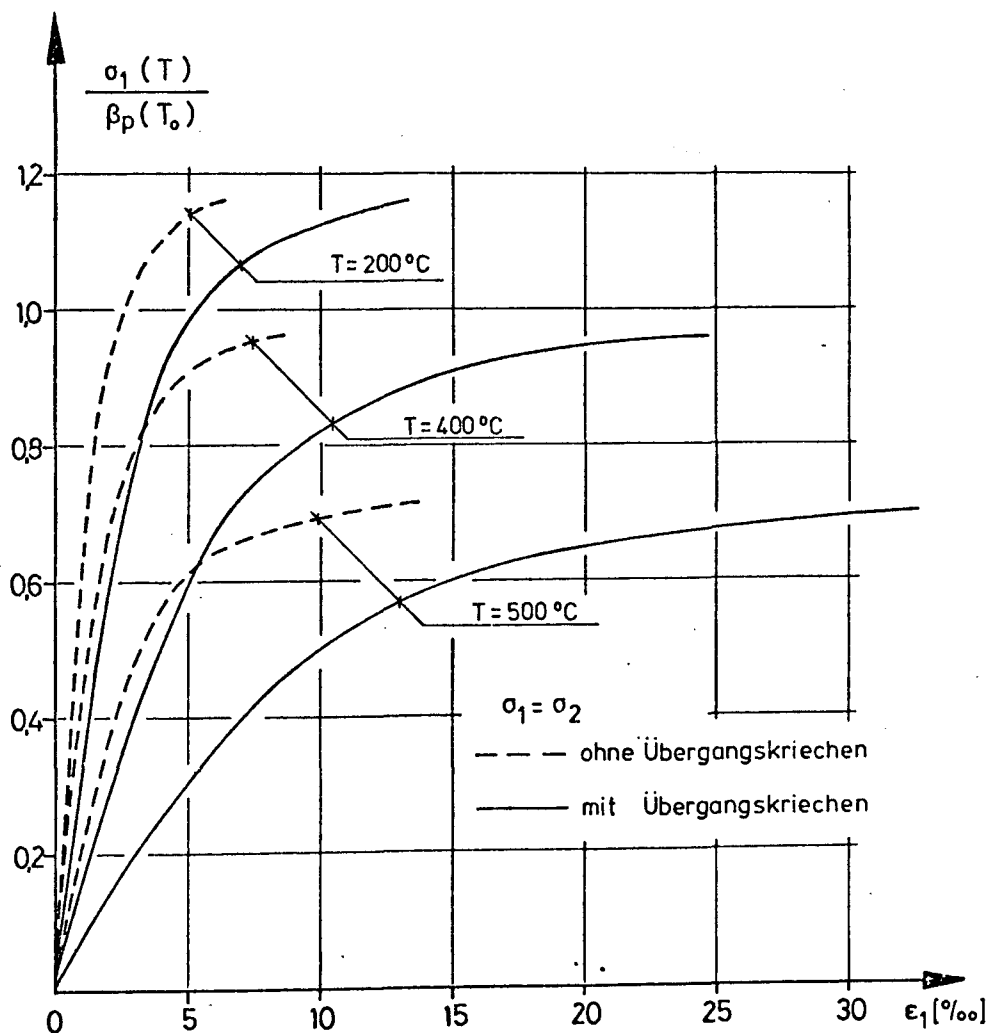


Bild 2.4: Temperaturabhängige biaxiale Betonarbeitslinien mit und ohne Berücksichtigung des Kriechens aus instationärer Temperaturbeanspruchung (Rechenwerte)

In Bild 2.4 sind rechnerisch ermittelte Beton-Arbeitslinien für biaxiale Beanspruchung ($\sigma_1 = \sigma_2$) mit und ohne Berücksichtigung dieses als Übergangskriechen (transient creep) bezeichneten Einflusses dargestellt.

Die Zuordnung des biaxialen Dehnungszustands zum biaxialen Spannungszustand lautet in Matrizenschreibweise:

$$\{\sigma\} = [D]^b \cdot \{\varepsilon\} \quad (2.13)$$

$$\text{mit } [D]^b = \frac{G_s}{3 K_o + 4 G_s} \cdot \begin{bmatrix} 4(3 K_o + G_s) & 6 K_o - 4 G_s & 0 \\ 6 K_o - 4 G_s & 4(3 K_o + G_s) & 0 \\ 0 & 0 & 3 K_o + 4 G_s \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

2.2.2 Stahl

Die Stahlkräfte in orthogonalen Bewehrungsnetzen werden ermittelt mit:

$$\{n\}_i^s = d \cdot [D]_i^s \cdot \{\varepsilon\}_i^s \quad (2.15)$$

$$[D]_i^s = \begin{bmatrix} E_{S1}^s \cdot \mu_1 & 0 & 0 \\ 0 & E_{S2}^s \cdot \mu_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

E_{S1}^s, E_{S2}^s : Sekanten-Moduli

μ_1, μ_2 : Bewehrungsgehalt

i : Richtung des Bewehrungsnetzes

Die Stahl-Sekanten-Moduli werden über σ - ε -Linien ermittelt, die für den heißen Teil temperaturabhängig definiert werden. Für die Größe der Zwangskräfte spielt der Stahl im heißen Plattenteil aufgrund der geringen Bewehrungsgehalte in Flächentragwerken in der Regel nur eine untergeordnete Rolle.

2.2.3 Stahlbeton

Die Stoffmatrix für das Stahlbetonelement wird über Addition der Einzelmatrizen gebildet:

$$[D]^c = [D]^b + [D]^s \quad (2.17)$$

wobei idealer Verbund zwischen Stahl und Beton vorausgesetzt wird. Diese Voraussetzung wird auch für den gerissenen Zustand beibehalten, indem im Element rechnerische mittlere Dehnungen definiert werden. Im gerissenen Zustand wird die isotrope Beton-Matrix durch eine in Hauptspannungsrichtung orientierte anisotrope Matrix ersetzt. Im kalten Plattenteil wird die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt. Die Rißrichtung wird durch die Hauptspannungsrichtung des ungerissenen Zustands festgelegt.

2.3 Nichtlineare Berechnung

Im vorliegenden Rechenmodell werden lediglich physikalisch bedingte Nichtlinearitäten erfaßt. Hierbei führen sowohl nichtlineare σ - ϵ -Beziehungen für Beton und Stahl als auch die Rißbildung bei Stahlbetonbauteilen zu nichtlinearen Last-Verformungs-Beziehungen.

Das nicht-lineare Problem wird im vorliegenden Modell schrittweise durch Linearisierung nach der Sekanten-Modul-Methode [13] iterativ gelöst.

Verlauf und Größe der Zwangskräfte werden wesentlich von der Rißbildung in den kalten Plattenteilen, die den beflamnten Teil umgeben, bestimmt. Bild 2.5 zeigt den Vergleich der Berechnung nach Zustand I (ungerissen) mit der wirklichkeitsnäheren Berechnung unter Berücksichtigung der Rißbildung. Im gerissenen Zustand ergeben sich deutlich größere Verformungen, aber mit erheblich kleineren Zwangskräften.

In Bild 2.6 ist die Rißentwicklung dargestellt. Aufgrund der geringen Betonzugfestigkeit ist schon nach ca. 30 min Branddauer (Beflammung gemäß der Einheitstemperaturzeitkurve der DIN 4102) praktisch der gesamte kalte Plattenteil gerissen. Die Betonzugfestigkeit, die in der Regel eine stark streuende Größe ist, wurde gewählt mit $\beta_z = \frac{1}{10} |\beta_p|$.

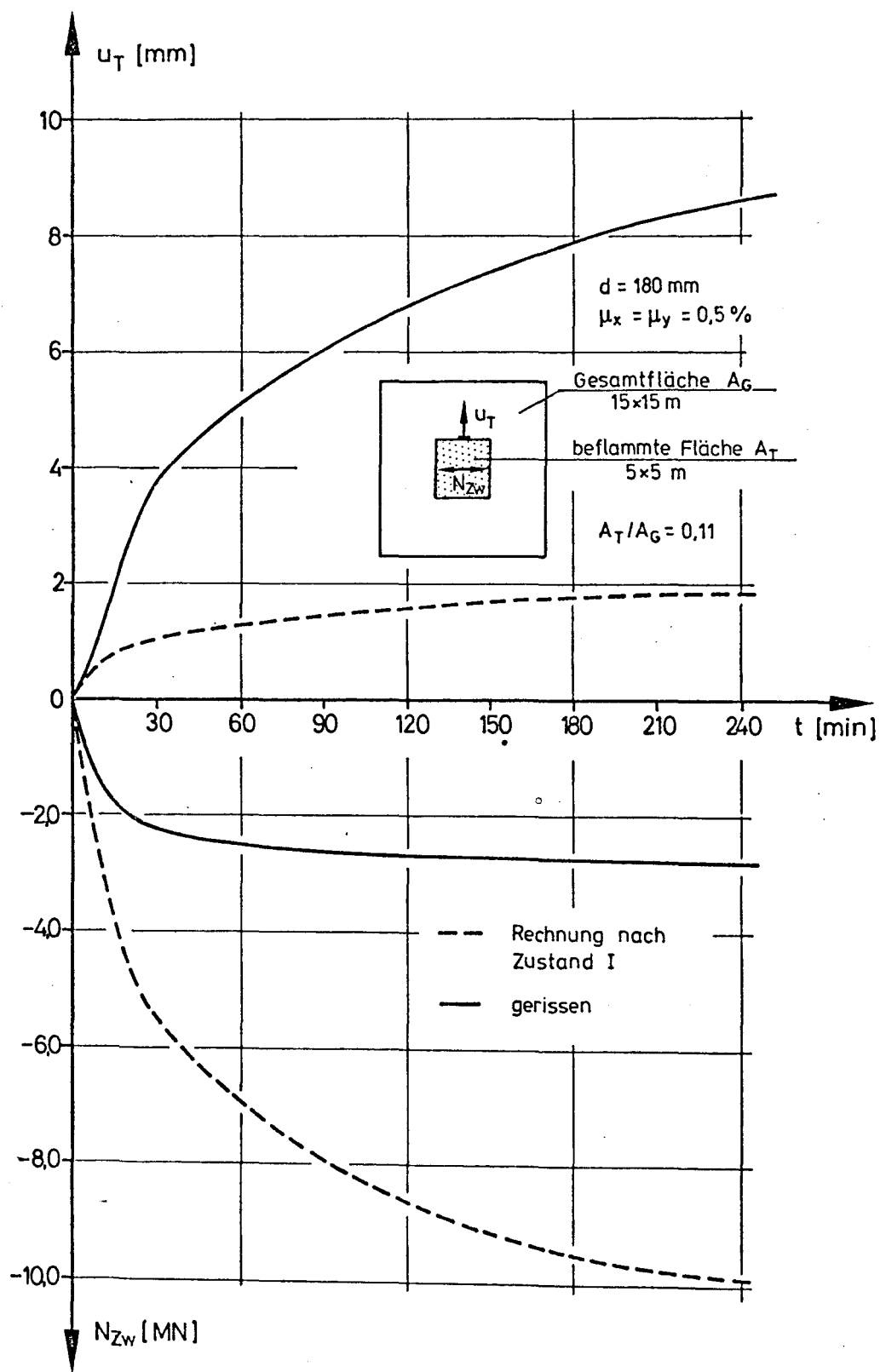


Bild 2.5: Vergleich der Berechnung nach Zustand I (ungerissen) mit der Berechnung für den gerissenen Zustand

beflammte Fläche A_T : 5x5 m ;
 Gesamtfläche A_G : 15x15 m ;
 $A_T / A_G = 0,11$

$d = 180 \text{ mm}$
 $\mu_x = \mu_y = 0,5 \%$

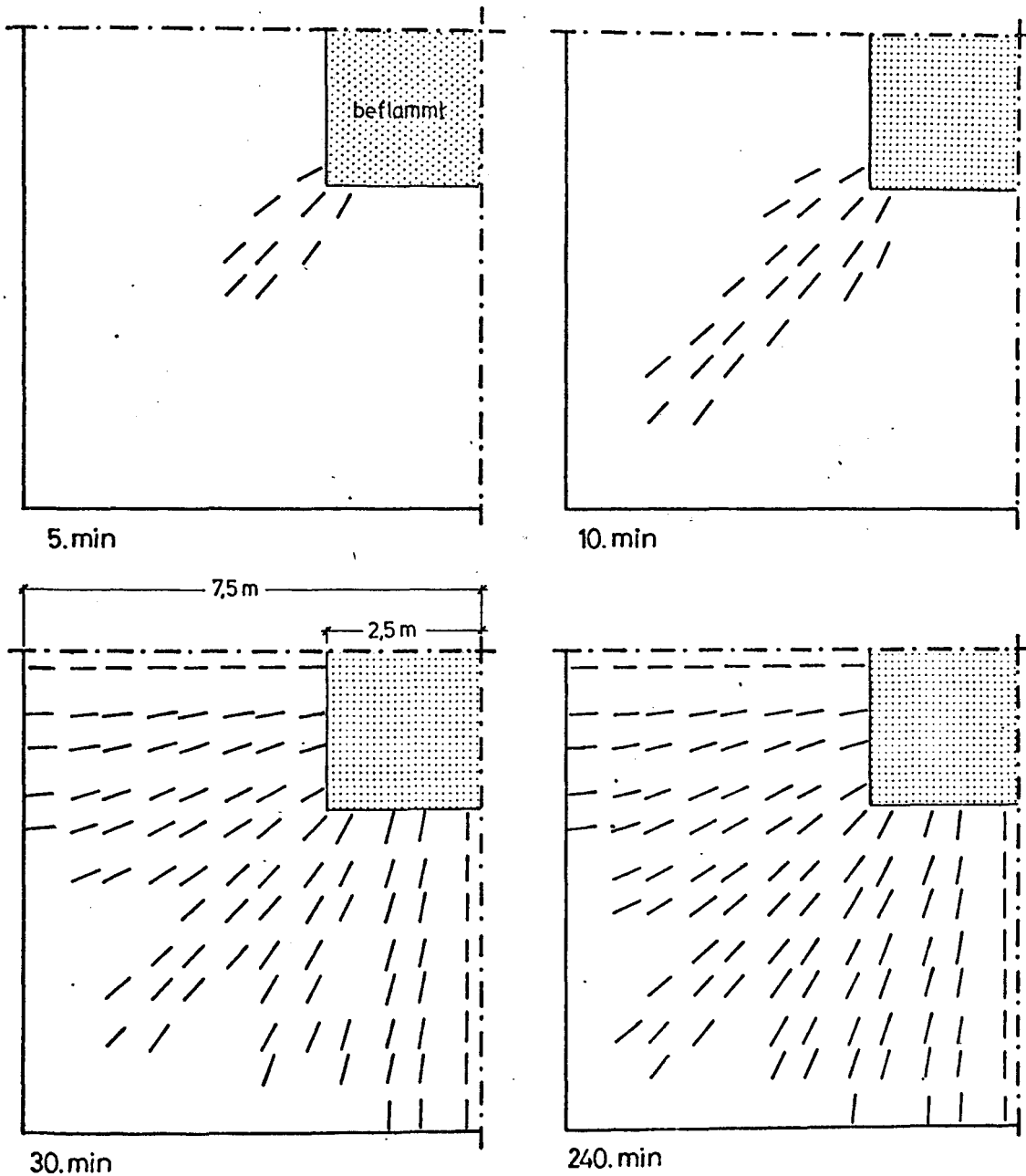


Bild 2.6: Rechnerisch bestimmte Rißentwicklung in einer partiell beflamnten Platte (Beflammungsverhältnis ($A_T/A_G = 0,11$))
 Darstellung eines Plattenviertels

Mit einsetzender Rißbildung wird im kalten Plattenteil die Bewehrung vermehrt beansprucht. In Bild 2.7 sind in der unteren Hälfte die auftretenden Stahlspannungen dargestellt. Je nach Bewehrungsgehalt, Stahlgüte und Zwängungsgrad können sich Beanspruchungen für die Bewehrung bis zur Streckgrenze ergeben.

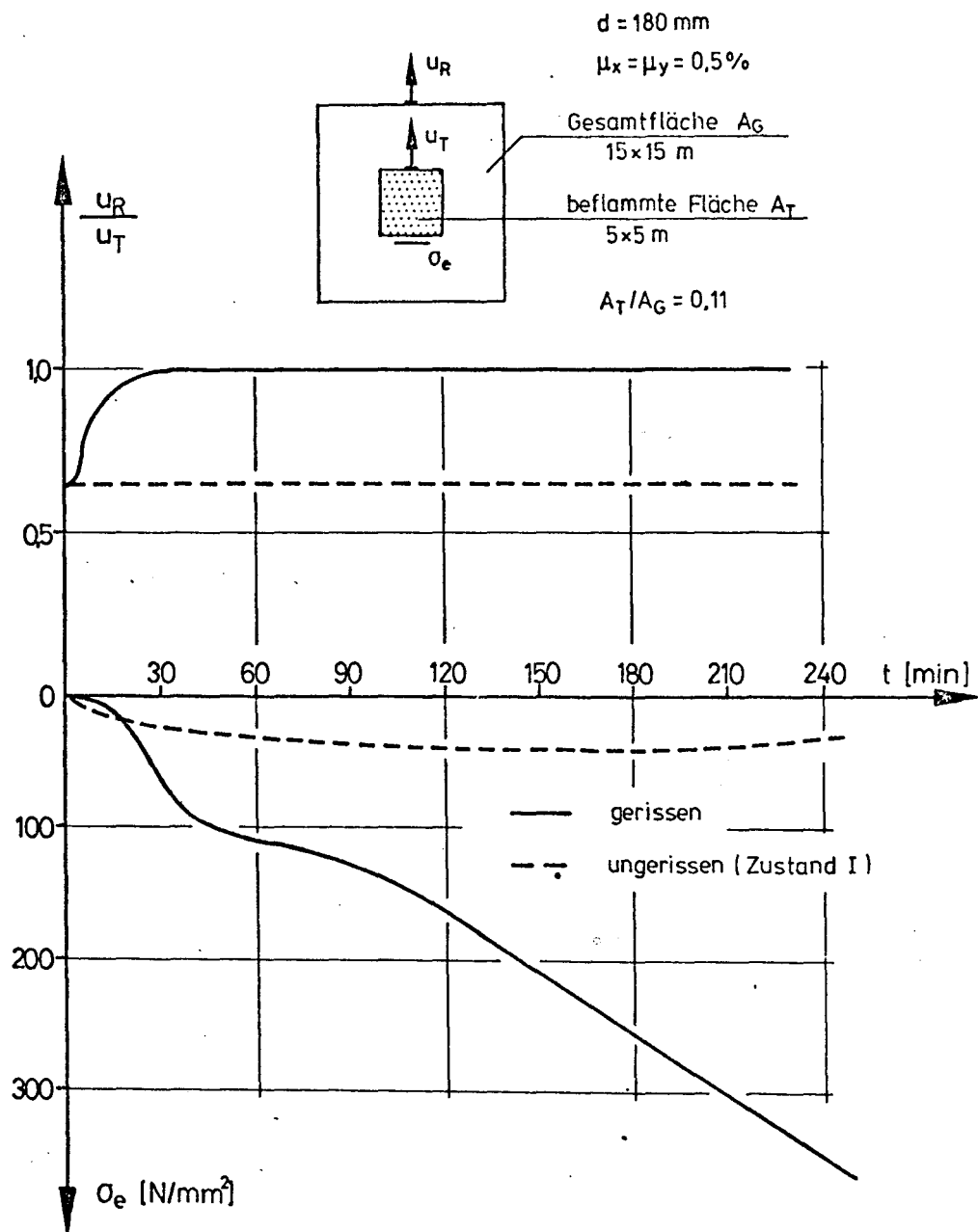


Bild 2.7: Beanspruchung der Bewehrung im kalten Plattenteil und Veränderung des Verschiebungsfeldes beim Vergleich von gerissenem und ungerissenem Zustand

Wesentlichen Einfluß hat die Rißbildung auch auf das Verschiebungsfeld. Für das hier dargestellte Beispiel unterscheiden sich die Verschiebungen u_T am Rand des beflamnten Teils von den Verschiebungen u_R am äußeren Plattenrand bei vollständig gerissenem kalten Plattenteil praktisch nicht mehr (Bild 2.7). Die Berechnung nach Zustand I ergibt demgegenüber am äußeren Plattenrand während der gesamten Branddauer deutlich kleinere Verschiebungen als am Rand des beflamnten Teils.

3. Parametereinflüsse

Der Zwängungszustand in einer partiell beflamnten Geschoßplatte hängt von einer Vielzahl von Parametern ab. Neben Einflußgrößen aus statischen äußeren Lasten und der Art der Brandbeanspruchung (z. B. natürliche Brände) können im wesentlichen zwei weitere Gruppen unterschieden werden:

- stoffabhängige Parameter,
- geometrieabhängige Parameter.

Der Einfluß äußerer vertikaler Lasten kann mit dem Scheibenmodell nicht untersucht werden. Als Brandbeanspruchung wurde in den bis jetzt durchgeführten Studien einheitlich die Normbrandkurve der DIN 4102 verwendet.

Stoffabhängige und geometrieabhängige Parameter sind in Tabelle 3.1 zusammengestellt. Hierbei wurden die Parameter gemäß ihrer Wichtung dem beflamnten oder dem nicht beflamnten Plattenteil zugeordnet. Die in diesem Beitrag zusammengestellten Rechenergebnisse beschränken sich auf die Variation von geometriebedingten Einflußgrößen. Einflüsse der stoffabhängigen Parameter auf den Zwängungszustand werden in [12] aufgezeigt. Untersucht wurde der Einfluß

- des Anteils der beflamnten Fläche zur Gesamtfläche,
- des Bewehrungsgehalts,
- der Plattendicke.

beflammter Plattenteil	kalter Plattenteil
1. Stoffabhängige Parameter:	
<u>Betonart</u> je nach Zuschlag: u.a. quarzitische, kalzitische Leichtzuschläge	
Plastische Verformbarkeit (Kriechen)	-
Thermische Dehnungen	-
<u>Betongüte:</u>	
E-Modul	Zugfestigkeit
Druckfestigkeit	-
<u>Stahlgüte:</u>	
-	Streckgrenze
2. Geometrieabhängige Parameter:	
Größe des beflamnten Teils	Größe des kalten Teils
Verhältnis von beflamntem zu kaltem Teil	
<u>Bauteiltyp:</u> u. a. ebene Platte, Kassetten-, Rippendecke, Verbunddecke	
-	Interaktion mit stabförmigen Bauteilen: u. a. Stützen, Unterzüge
Plattendicke	-
-	Bewehrungsgehalt

Tabelle 3.1: Parameterzusammenstellung

Die rechnerischen Untersuchungen wurden einheitlich unter Verwendung folgender Materialkennwerte durchgeführt:

<u>Beton</u>	<u>Stahl</u>
$\beta_p(T_o) = 30 \text{ N/mm}^2$	BSt 500/550
$E_b(T_o) = 30.000 \text{ N/mm}^2$	mit $\beta_s(T_o) = 500 \text{ N/mm}^2$
$\beta_z(T_o) = 3,0 \text{ N/mm}^2$	$E_s(T_o) = 210.000 \text{ N/mm}^2$
$\nu = 0,2$	

Für die Temperaturberechnung wie für die Zwängungsanalyse wurden temperaturabhängige Kennlinien für Beton mit vorwiegend quarzitischem Zuschlag verwendet. Der Brandbeanspruchung lag die Einheitstemperaturzeitkurve der DIN 4102 zugrunde. Die Untersuchungen beschränken sich auf die ebene, zentrisch partiell beflamnte Stahlbetonplatte.

3.1 Größe des beflamnten Flächenanteils

Ganz wesentlich werden die Zwängungen von der Verformbarkeit der umgebenden kalten Plattenteile bestimmt. Diese Verformbarkeit hängt in erster Linie davon ab, in welchem Umfang die kalten Teile gerissen sind. So beträgt die Dehnsteifigkeit gerissener Stahlbetonbauteile häufig nur noch 10 % oder weniger des im ungerissenen Zustand vorhandenen Wertes. Der gerissene Bereich im kalten Plattenteil ist abhängig sowohl von der absoluten Größe des kalten Teils als auch von dem auf die Gesamtfläche bezogenen relativen Anteil des beflamnten Bereichs.

Bild 3.1 zeigt den Einfluß des Beflammungsverhältnisses (beflammte Fläche A_T /Gesamtfläche A_G) auf die Verschiebungen und die Zwangskräfte. So verbleiben bei einem Beflammungsverhältnis von $A_T/A_G = 0,01$ große Teile der kalten Platte im ungerissenen Zustand (vgl. Bild 3.2). Bei kleineren, horizontalen Verschiebungen u_T am Rand des beflamnten Teils werden die Zwangskräfte deutlich größer als bei einem Beflammungsverhältnis von $A_T/A_G = 0,11$, bei dem praktisch der gesamte kalte Teil schon nach ca. 30 min gerissen ist (vgl. Bild 2.6).

Mit dargestellt in Bild 3.1 ist der Zwangskraftverlauf für volle Dehnbehinderung des beflamnten Teils ($u_T = 0$). Zusatzuntersuchungen haben gezeigt, daß Zwangskräfte in dieser Größe bei partieller Beflammung einer Platte nicht erreicht werden, da auch für die unendlich ausgedehnte Platte die lokale Beflammung nur zu einer teilweisen Dehnbehinderung des beflamnten Teils führen kann. Für die unendlich ausgedehnte Platte ergeben sich praktisch keine größeren Zwängungen als die, die bei einem Beflammungsverhältnis von $A_T/A_G = 0,01$ auftreten.

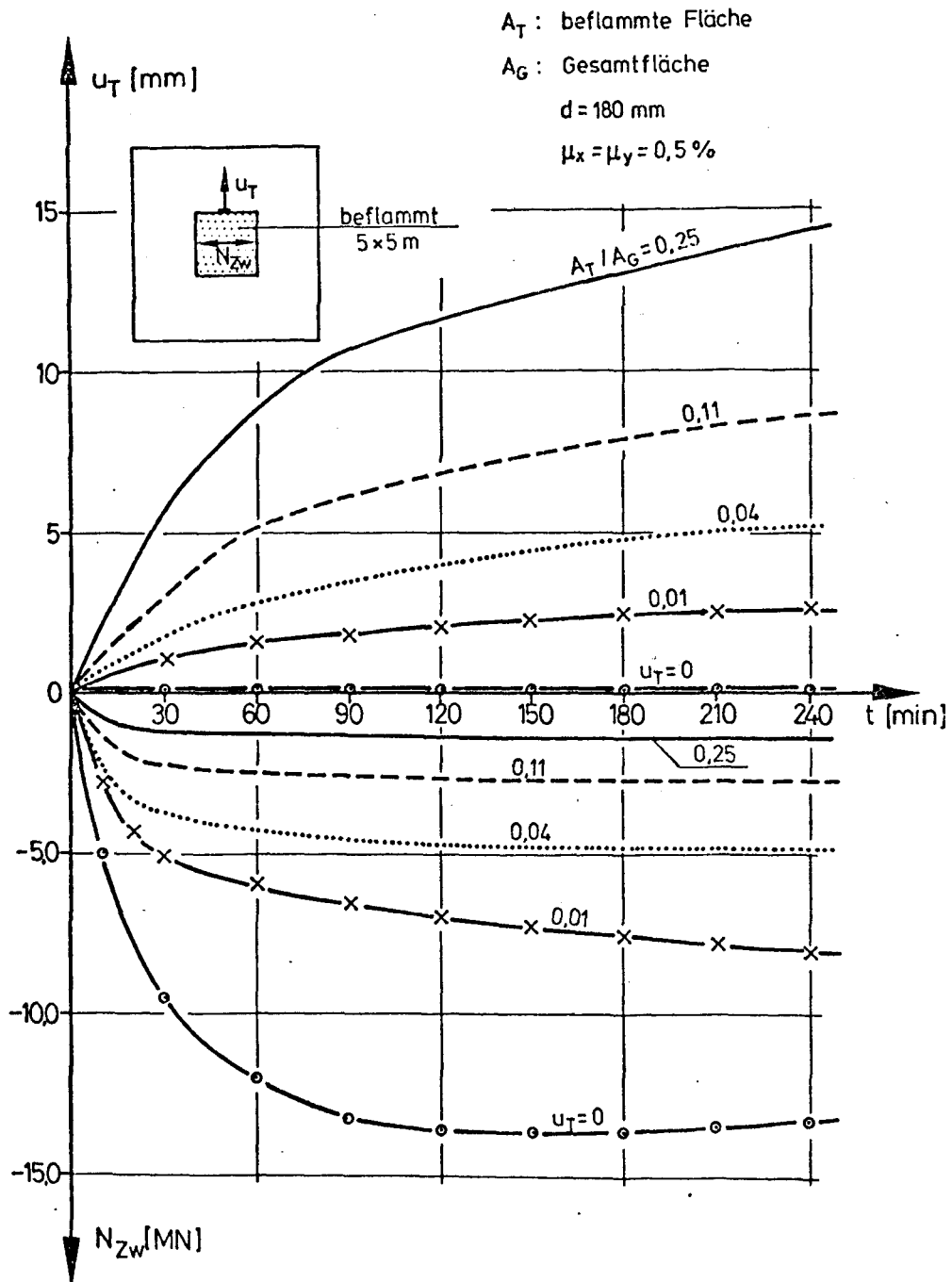


Bild 3.1: Einfluß des Beflammungsverhältnisses A_T/A_G auf Zwangskräfte und Verformungen

beflammte Fläche A_T : 5x5 m
 Gesamtfläche A_G : 45x45 m
 $A_T / A_G = 0,01$

$d = 180 \text{ mm}$
 $\mu_x = \mu_y = 0,5 \%$

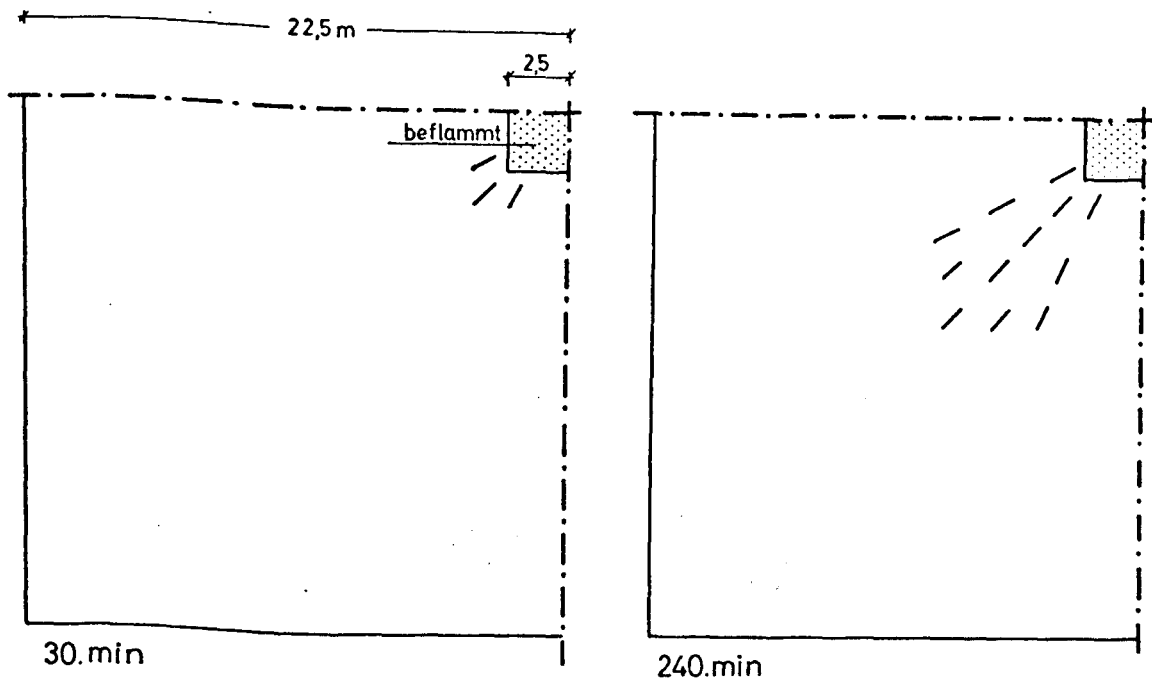


Bild 3.2: Rißentwicklung in einer partiell beflamnten Platte mit großem kalten Plattenteil ($A_T/A_G = 0,01$)
 Darstellung eines Plattenviertels

Auf die bei voller Dehnbehinderung entstehende Zwangskraft $\max N_{zw}$ bezogenen Zwangskräfte sind in Bild 3.3 dargestellt. So erreicht die Zwängung in partiell beflamnten Platten maximal 60 %, in den Fällen mit einem Beflammungsverhältnis $A_T/A_G = 0,11$ nur noch 20 % der Zwangskraft bei voller Dehnbehinderung.

Bild 3.4 zeigt die Zwangskräfte in Abhängigkeit der freien Dehnungen ϵ_F des beflamnten Teils bei Variation der kalten Plattenfläche. In Abhängigkeit der Branddauer ergeben sich einzelne Kurven, die einen steilen Anstieg im Bereich kleiner ϵ_F -Werte zeigen und zu größeren ϵ_F -Werten hin flacher verlaufen. Freie Verformungsmöglichkeiten im Bereich kleiner ϵ_F -Werte führen zu deutlicher Zwangskraftabnahme. Mögliche freie Dehnungen beflamnter ebener Stahlbetonplatten liegen je nach Branddauer im Bereich von 0,5 ‰ bis 5 ‰.

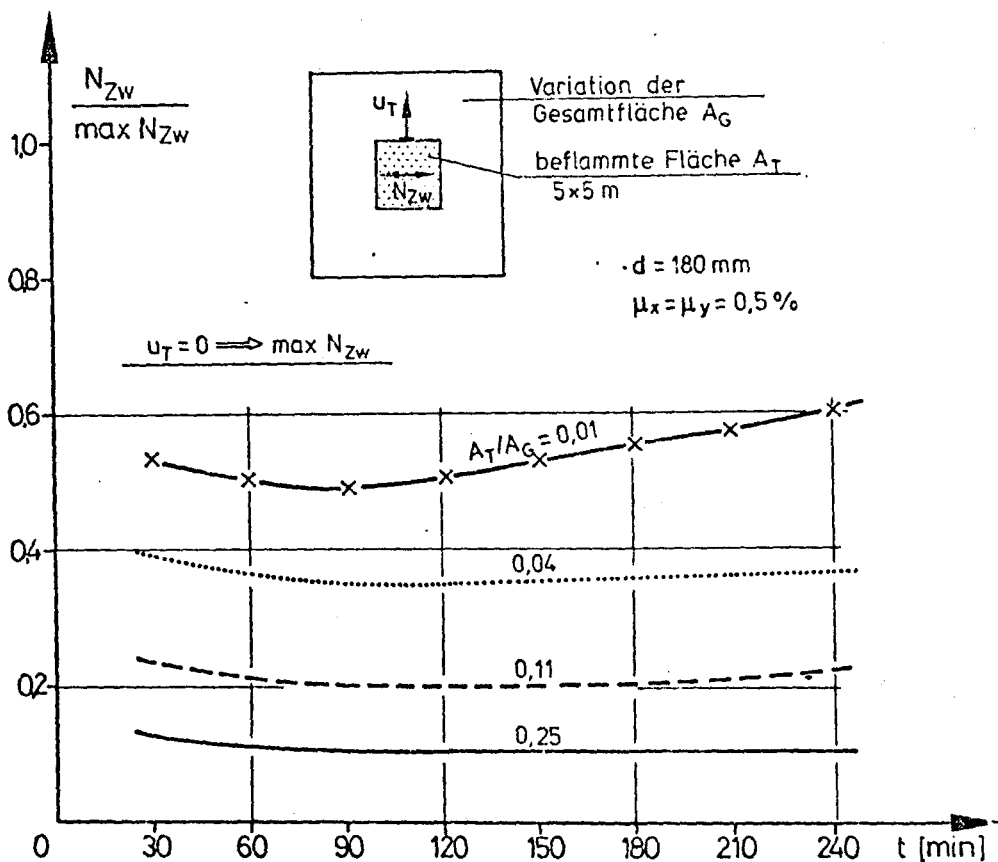


Bild 3.3: Verhältnis von vorhandener Zwangskraft zu max. Zwangskraft bei voller Dehnbehinderung in Abhängigkeit vom Beflammungsverhältnis A_T/A_G

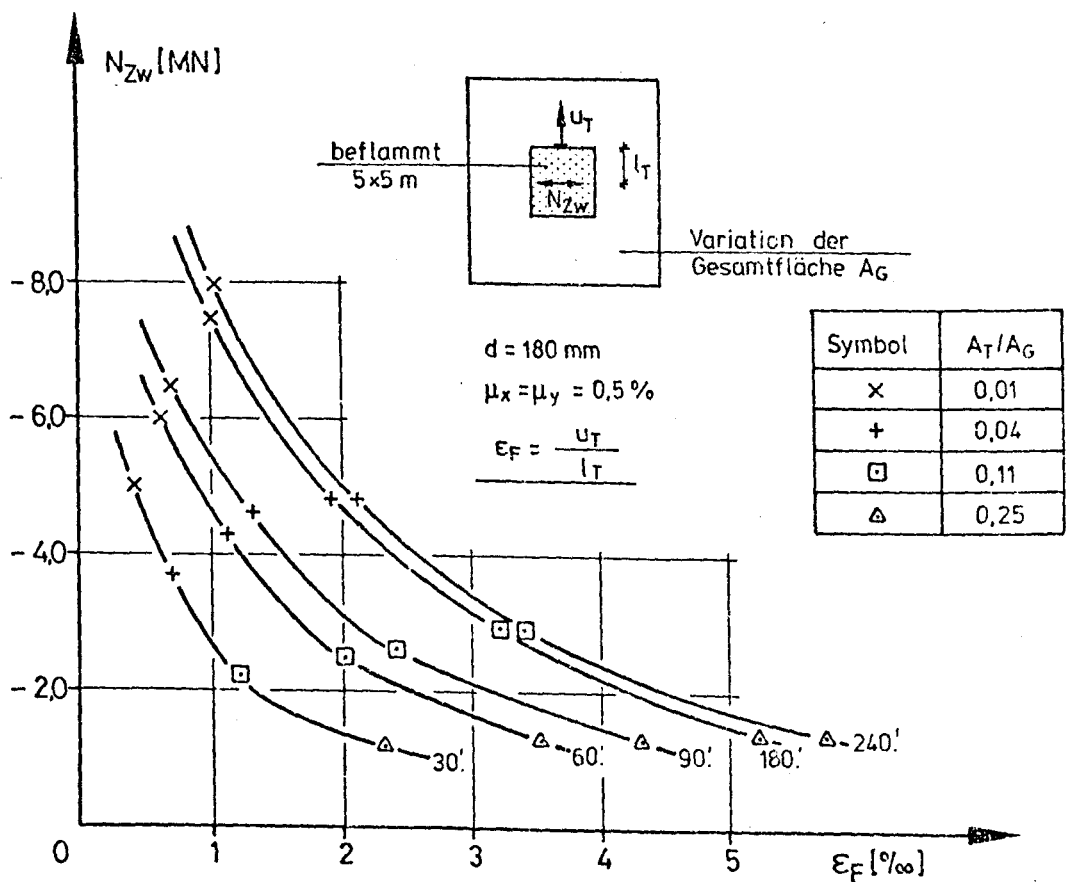


Bild 3.4: Beziehung zwischen Zwangskraft und freiem Dehnmweg bei partieller Beflammung

3.2 Bewehrungsgehalt

Die Dehnsteifigkeit gerissener Stahlbetonbauteile hängt wesentlich vom Bewehrungsgehalt ab. Daneben spielen insbesondere in Flächentragwerken verbleibende Schubsteifigkeiten, die Verdübelungswirkung der die Risse kreuzenden Bewehrungsstäbe und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen eine Rolle.

Bild 3.5 zeigt Zwangskraft- und Verformungsverlauf bei Variation des Bewehrungsgehalts. Ab der 30. min (nahezu der gesamte kalte Teil ist gerissen - vgl. Bild 2.6) bestimmt hauptsächlich das Bewehrungsnetz die Steifigkeitsverteilung. Die Zwangskraftanstiege sind nur noch gering, die horizontalen Verschiebungen dagegen nehmen weiter deutlich zu. Dabei vergrößert ein höherer Bewehrungsgehalt die Dehnbehinderung.

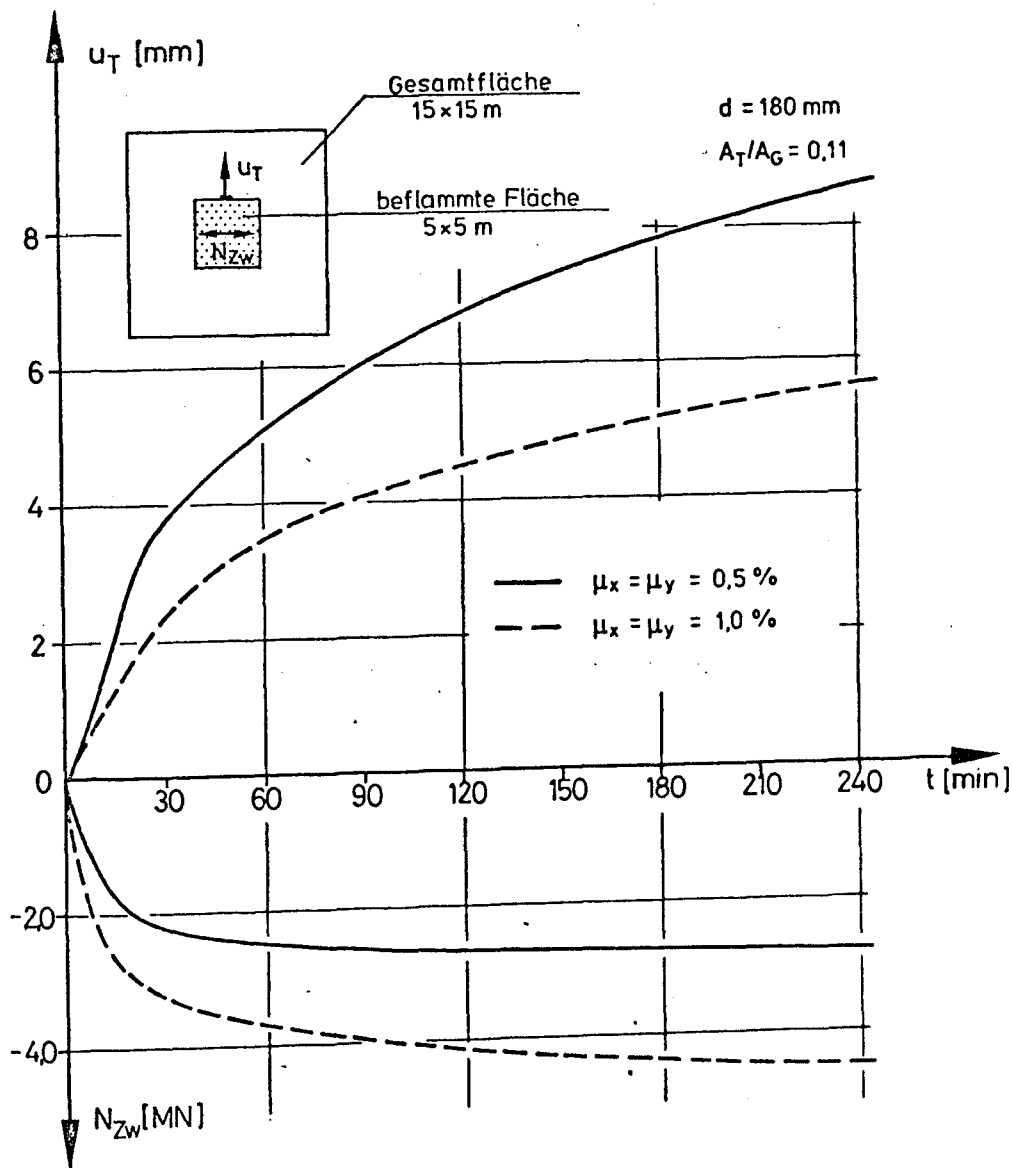


Bild 3.5: Einfluß des Bewehrungsgehaltes auf die Zwängung

3.3 Plattendicke

Von Klingsch wurden in [4] Rechenergebnisse zu Zwangskraftverläufen in voll dehnbehinderten Stahlbetonplattenstreifen bei Variation der Plattendicke mitgeteilt. Hierbei ergaben sich mit steigender Dicke deutlich größere Zwangskräfte. Dies wurde in den eigenen Berechnungen bestätigt (Bild 3.6). Ein anderer Zusammenhang ergibt sich jedoch für teilweise Dehnbehinderung, wie sie durch eine partielle Beflammung auftritt.

Auch für ein relativ kleines Beflammungsverhältnis von $A_T/A_G = 0,04$ unterscheiden sich die Zwangskräfte bei einer Plattendicke $d = 100$ mm nur wenig von denen in einer Platte mit $d = 180$ mm (Bild 3.6). Bei teilweiser Dehnbehinderung liefern vom beflamten Rand weiter entfernt liegende Querschnittsteile ($u > 100$ mm) keine wesentlichen Anteile zur Zwangskraft (vgl. auch Bild 2.2), da aufgrund der relativ geringen Temperaturen in diesen Teilen die thermischen Dehnungen in der Regel kleiner als die freien Längsdehnungen des beflamten Plattenteils sind.

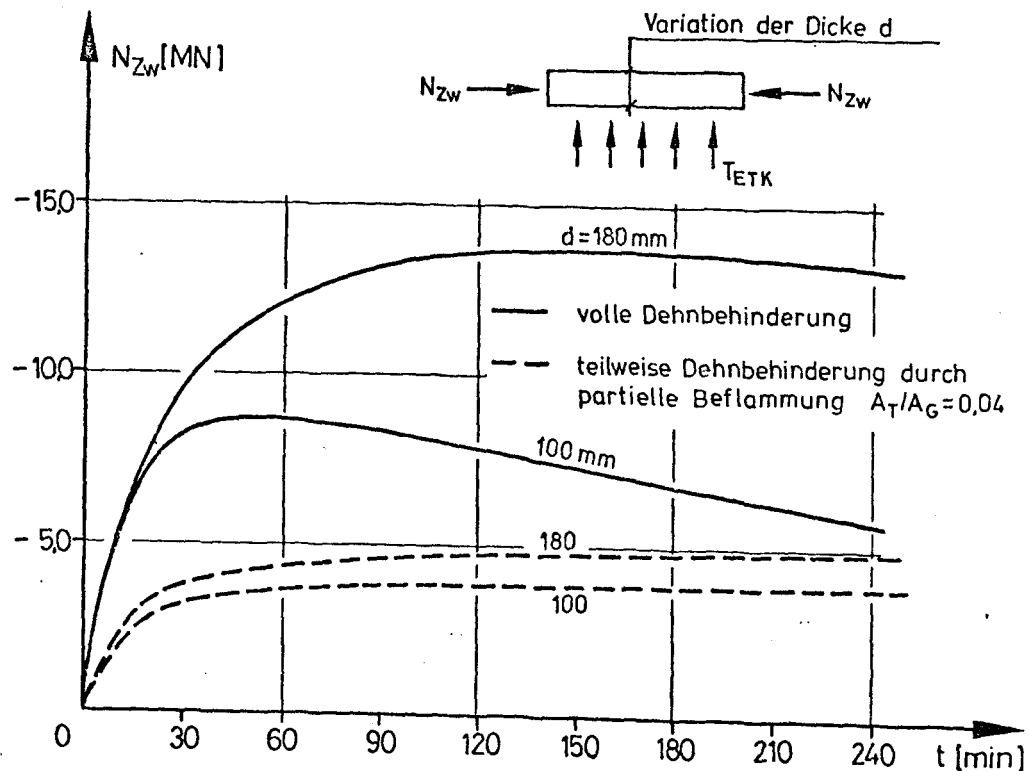


Bild 3.6: Einfluß der Plattendicke auf die Zwangskraft bei voller und bei teilweiser Dehnbehinderung

4. Ausblick

Vergleichbare Arbeiten zum Problem der Zwängung partiell beflammter Platten wurden bisher lediglich nur noch in den USA in der Versuchsanstalt der Portland Cement Association [1] durchgeführt. Auch hier wurde für die theoretischen Untersuchungen ein Scheibenmodell verwendet. Im Gegensatz zu den eigenen Arbeiten wurden dort einachsige definierte Beton-Arbeitslinien verwendet, wobei Kriecheffekte nicht berücksichtigt wurden.

Das im eigenen Modell formulierte biaxiale Stoffgesetz für Beton wird durch Versuche zur Bestimmung des Verformungs- und Bruchverhaltens bei hohen Temperaturen und zweiachsiger Belastung im Rahmen der Tätigkeit des Teilprojekts B 3 überprüft werden.

Für die im Versuchsstand des SFB 148 geplanten Experimente mit Simulation einer wirklichkeitsnahen Zwängung sind weitere numerische Studien durchzuführen. Dabei ist auch zu untersuchen, in welchen Grenzen die Vernachlässigung von Biegeeffekten für die Bestimmung der Zwangskräfte möglich ist. Diese Untersuchung sollte auf experimentellem wie auf theoretischem Wege erfolgen. Hierbei ist das bestehende Rechenmodell so zu erweitern, daß die Lösung des gekoppelten Scheiben-Platten-Problems erfolgen kann.

Der zu den Forschern in der Versuchsanstalt der Portland Cement Association (USA) bestehende Kontakt wird auch zukünftig für den gegenseitigen Austausch von experimentellen und theoretischen Erkenntnissen genutzt.

5. Literatur

- [1] Abrams, M.S., Lin, T.D.: Simulation of Realistic Thermal Restraint during Fire. - PCA, 1. Zwischenbericht, Skokie USA, 1974.
- [2] Grünberg, J.: Berechnung von ebenen Stahlbetonflächentragwerken im gerissenen Zustand mit der Methode der Finiten Elemente. - Werner-Verlag, Düsseldorf, 1974.
- [3] Issen, L.A., Gustaferro, A.H., Carlson, C.C.: Fire Tests of Concrete Members: An Improved Method for Estimating Thermal Restraint Forces. - ASTM, Special Technical Publication 464, Philadelphia, 1970.
- [4] Klingsch, W.: Zwangsschnittgrößen in Stahlbeton-Plattenstreifen bei Brandeinwirkung. - Beitrag im Arbeitsbericht 1975 - 1977 des SFB 148, TU Braunschweig, 1977.

- [5] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. - DAfSt., Heft 229, Berlin, 1973.
- [6] Lin, C.S.: Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs and Shells. - Dissertation University of California, Berkely, 1972.
- [7] Schäfer, H.: Zur Berechnung von Stahlbetonplatten. - Dissertation TH Darmstadt, 1976.
- [8] Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. - Habilitationsschrift TU Braunschweig, 1979.
- [9] Selvaggio, S.L.; Carlson, C.C.: Effect of Restraint on Fire Resistance of Prestressed Concrete. - PCA, Bulletin 164, Skokie USA, 1963.
- [10] Walter, R.; Klingsch, W.: Stahlbeton-Flächentragwerke unter partieller Brandbelastung. - Beitrag im Arbeitsbericht 1975 - 1977 des SFB 148, TU Braunschweig, 1977.
- [11] Walter, R.: Finites-Element-Programm zur statischen Berechnung elastischer Scheiben. - Mitteilung 78/9-1 des SFB 148 (unveröffentlicht), Braunschweig, 1978.
- [12] Walter, R.: Zur Berechnung der inneren Zwängungen brandbeanspruchter ebener Stahlbeton-Flächentragwerke. - Dissertation TU Braunschweig, in Vorbereitung, 1980.
- [13] Zienkiewicz, O.C.; Cheung, Y.K.: The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics. - McGraw-Hill Publishing, Company Limited, London, 1967.
- [14] Zienkiewicz, O.C.: Methode der Finiten Elemente. - Hanser Verlag, 1975.

Das Tragverhalten von vierseitig gelagerten Stahlbeton-
platten unter Brandbeanspruchung nach der Fließgelenk-
linientheorie

Grundlagen- und Parameterstudie

von

Dr.-Ing. Ataman Haksever

und

Dipl.-Ing. Jürgen Wesche

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Einleitung	2
2. Verifizierung des erarbeiteten Rechenprogramms mit Hilfe bisher durchgeführter Brandversuche	3
3. Parameterstudie für allseitig gelagerte Stahlbetonplatten.	8
3.1 Einflüsse des Seitenverhältnisses und der Schlank- heit auf die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbeton- platten	8
3.2 Feuerwiderstandsdauer von statisch einachsig gespann- ten, vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten	10
3.3 Ergebnisse und ihre Bedeutung	13
4. Ausblick	16
5. Literatur	17

1. Einleitung

Auf der Grundlage von Grenztragfähigkeitsversuchen mit Stahlbetonplatten [1] wurde um 1920 eine Traglasttheorie entwickelt, die unter dem Namen "technische Bruchlinientheorie" bzw. "Fließgelenklinientheorie" bekanntgeworden ist. Sie stellte ein kinematisches Verfahren zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit dar.

In dieser Zeit wurde für Stahlbetonbauteile überwiegend Bewehrung aus glatten Rundstählen mit einer ausgeprägten Streckgrenze verwendet. Bruchversuche an derartig bewehrten Platten zeigten schmale Zonen der Plastizierung entlang der Hauptbiegerisse, eine wesentliche Voraussetzung für die Anwendung der Bruchlinientheorie. Sie wurde später ergänzt und erweitert [2, 3, 4], so daß es möglich war, mit ihrer Hilfe die Traglasten von Stahlbetonplatten verhältnismäßig genau zu ermitteln.

Für den "kalten Zustand" läßt sich in der heutigen Zeit die Bruchlinientheorie nur mit erheblichen Einschränkungen anwenden, da üblicherweise kaltverformte oder anders vergütete Bewehrungsstähle ohne ausgeprägte Streckgrenze eingebaut werden. Dagegen erscheint sie für die Berechnung von Platten unter Brandbeanspruchung geradezu prädestiniert, da sowohl die Bewehrung als auch der Beton bei Aufheizung auf Temperaturen von über 400°C ein wesentlich größeres Verformungsvermögen als im Kaltzustand aufweisen und gleichzeitig der Verbund zwischen Beton und Stahl erheblich beeinträchtigt wird. Außerdem interessiert bei der Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer von Flächentragwerken im wesentlichen der Bruchzustand und nicht die Verformungsgeschichte.

Die Anwendung der Bruchlinientheorie auf brandbeanspruchte Flächentragwerke wurde erstmals in [5, 6] gezeigt. Grundlage der Berechnung ist der Nachweis des Gleichgewichts zwischen der inneren Arbeit entlang der vorgegebenen Bruchlinien und der äußeren Arbeit aus Gebrauchs- und Zwängungslasten. Danach versagt ein brandbeanspruchtes Flächentragwerk, wenn die Traglasten mit den vorgegebenen Gebrauchslasten identisch werden, d. h. zu diesem Zeitpunkt kann die Feuerwiderstandsdauer des Bauteils im Hinblick auf die Tragfähigkeit bestimmt werden.

Das angewendete Verfahren läßt jedoch keine Aussagen über das Verformungsverhalten der Platten während der Brandbeanspruchung zu, lediglich eine Aussage über die Verformungen im Traglastzustand der Platten. Der nach DIN 4102 geforderte Raumabschluß von einseitig brandbeanspruchten Platten, der im Bereich von durchgehenden Rissen verloren gehen kann, läßt sich mit Hilfe der Bruchlinientheorie ebenfalls nicht nachweisen. Inwieweit diese Einschränkungen die Anwendbarkeit des genannten Verfahrens beeinträchtigen, müssen spätere Untersuchungen zeigen. Auch andere Rechenverfahren können zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch keine Lösung dieses Problems liefern, so daß man bei der Beurteilung dieses Teilaspektes noch auf die Auswertung von Brandversuchen angewiesen ist.

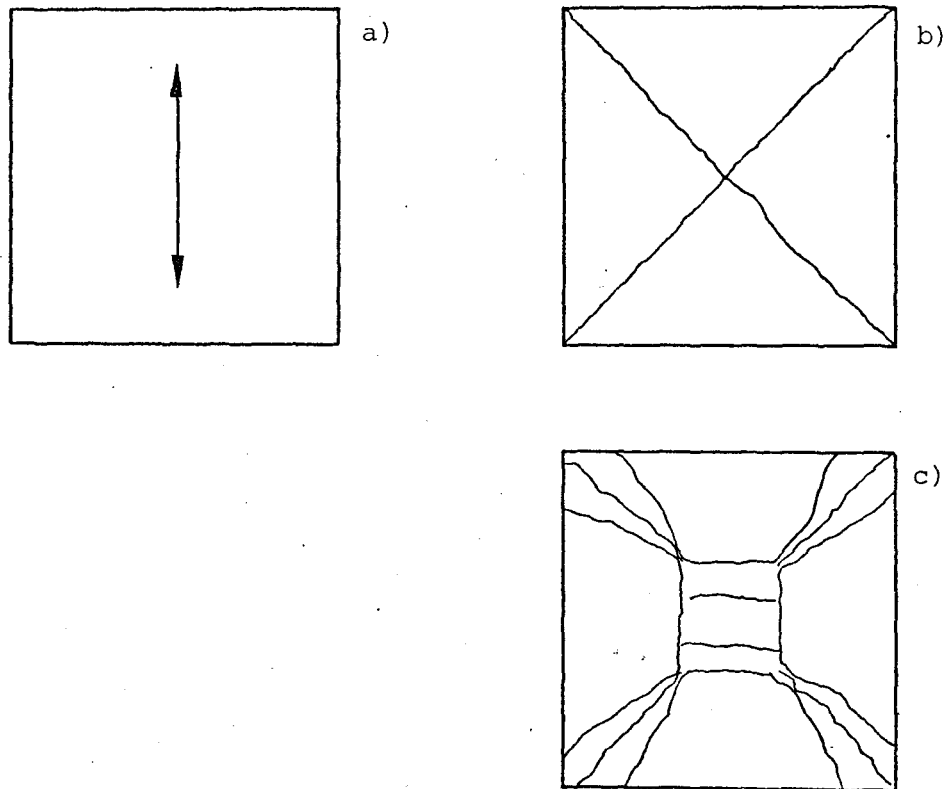
2. Verifizierung des erarbeiteten Rechenprogramms mit Hilfe bisher durchgeführter Brandversuche

Es wurden bereits einige Brandversuche an vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten [7] durchgeführt. Ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit der errechneten Feuerwiderstandsdauer zeigte eine gute Übereinstimmung. Um weitere Aussagen über die Entwicklung und die Form der Bruchlinien von Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung zu gewinnen, wurden im SFB 148 neue Versuche an vierseitig gelagerten Platten konzipiert. Abweichend von früheren Versuchen wurden im ersten Versuchsabschnitt diese Platten einachsig bemessen, um einen in der Praxis häufig vorkommenden Fall zu simulieren. Eine Auswertung dieser Versuche und ein praxisbezogenes Rechenverfahren wird in [8] erarbeitet.

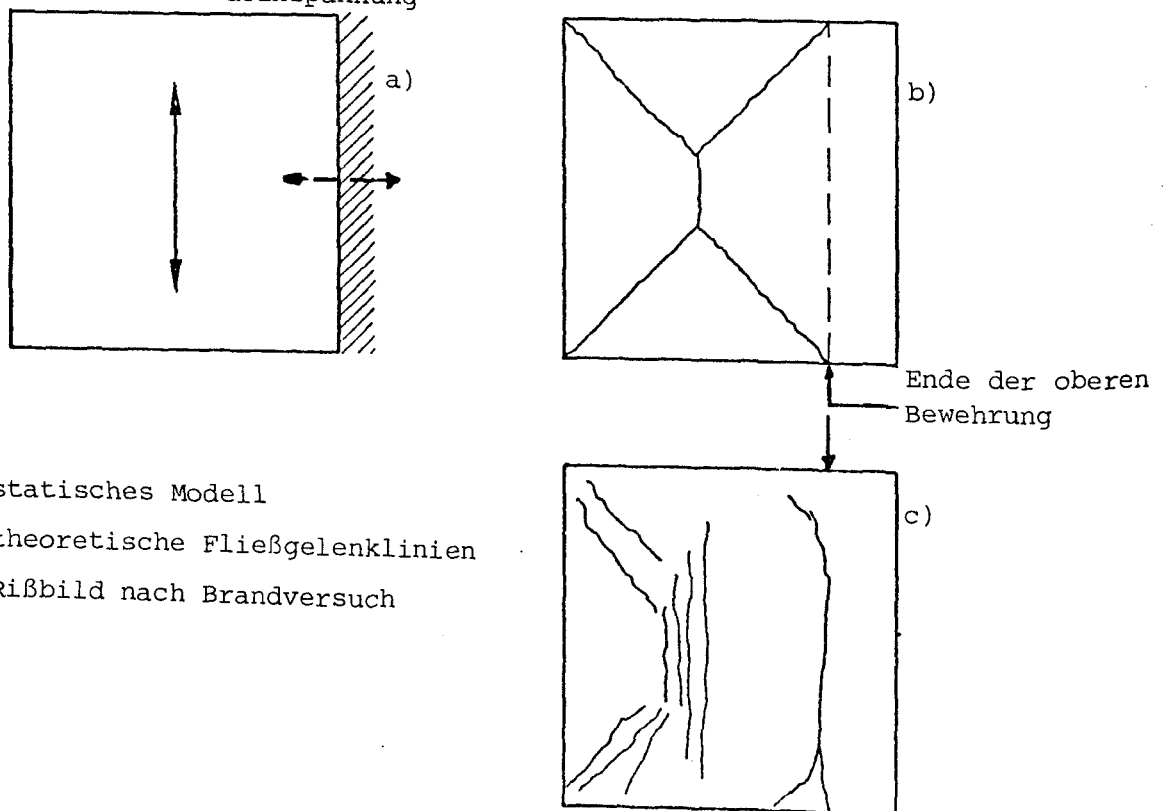
Eine Bestätigung der der Rechnung zugrunde gelegten Bruchlinienfigur läßt sich Bild 2.1 entnehmen. In diesem Bild werden der theoretische Bruchlinienverlauf und der im Versuch ermittelte Verlauf der Bruchlinien gegenübergestellt. Es zeigt sich, daß trotz eines Bewehrungsverhältnisses von $f_{e_x}/f_{e_y} = 1/5$ die Bruchlinien in den Ecken unter 45° verlaufen, d. h. daß zumindest bei annähernd quadratischen Platten der Verlauf der Bruchlinien unabhängig von der Bewehrungsverteilung ist.

Eine Bestätigung der Rechenergebnisse zeigen die Bilder 2.2 und 2.3, auf denen die äußere und innere Arbeit sowie die Gebrauchs- und Traglasten gegenübergestellt sind und mit der im Versuch erreichten Feuer-

1. Einachsig gespannte allseitig frei aufliegende Platte



2. Einachsig gespannte, vierseitig gelagerte Platte mit einseitiger konstruktiver Randeinspannung



- a) statisches Modell
- b) theoretische Fließgelenklinien
- c) Rißbild nach Brandversuch

Bild 2.1: Bruchlinien von Stahlbetonplatten

St.B. Platte nach DIN 4102 beflammt

$l_x=l_y$ (cm)	d (cm)	$\beta_p(\frac{N}{mm^2})$	BSt	$q_g(\frac{kN}{m^2})$	$f_{cx}(cm^2)$	$f_{ey}(cm^2)$	u_x/u_y (cm)
475	15	30.0	420/ 500	10	1.75	8.84	2.3/ 1.4

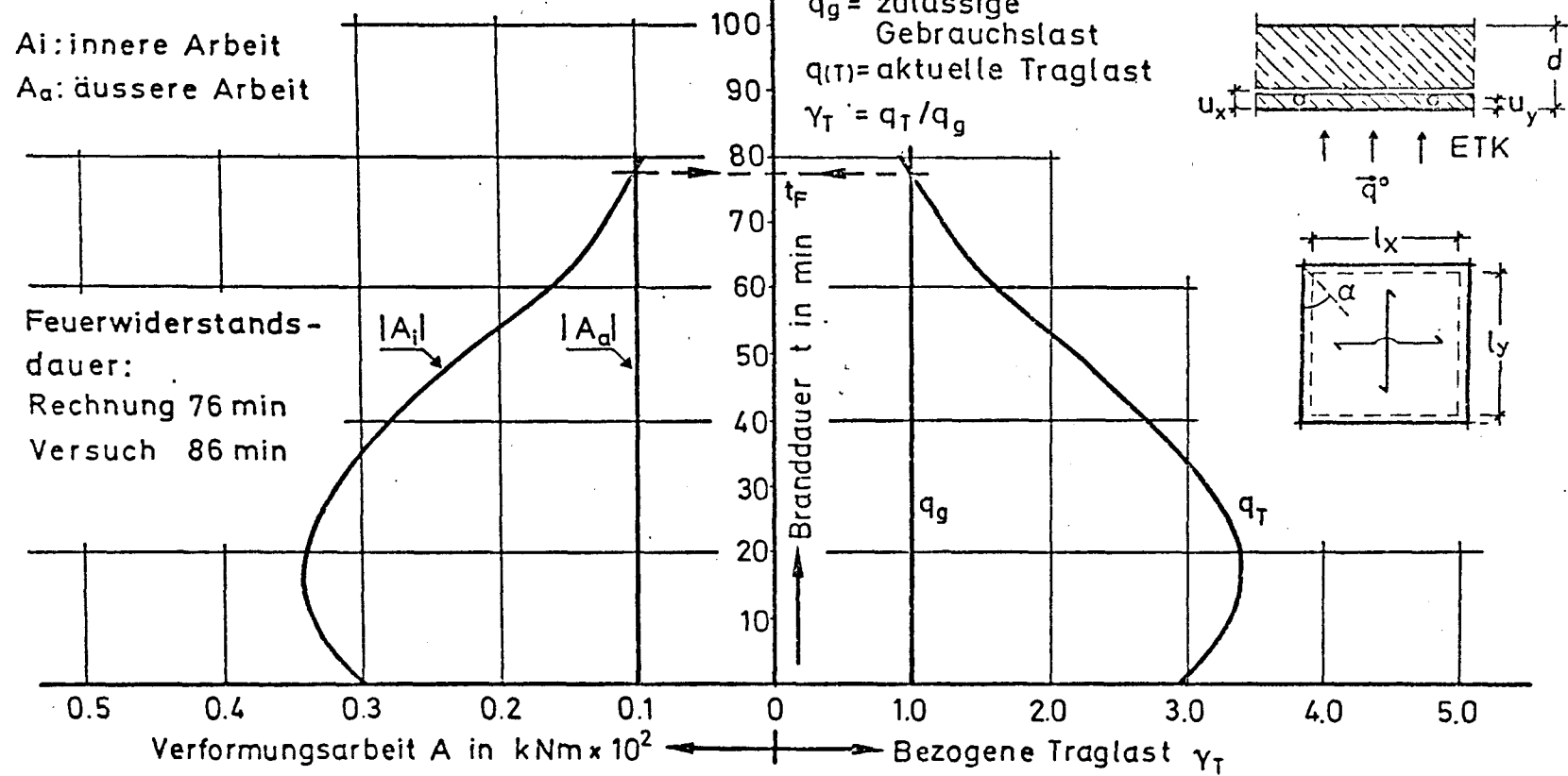
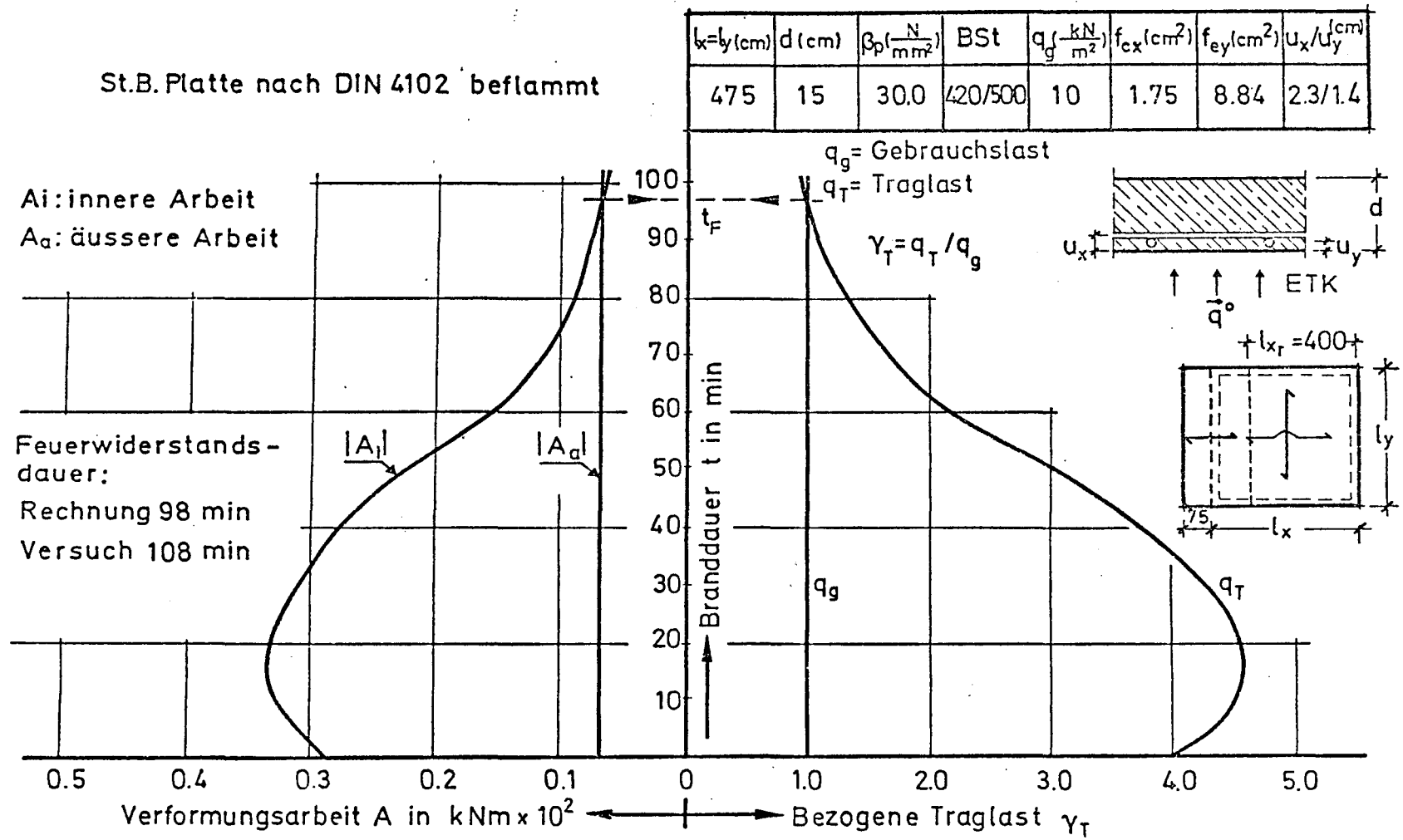


Bild 2.2: Berechnung der Feuerwiderstandsdauer einer allseitig frei aufliegenden Stahlbetonplatte

Bild 2.3: Berechnung der Feuerwiderstandsdauer einer einseitig eingespannten Stahlbetonplatte



widerstandsdauer verglichen werden. Im rechten Diagramm ist die aktuelle Traglast q_T der Stahlbetonplatte über der Branddauer aufgetragen. Der jeweilige aufgetragene Maximalwert der Traglast wurde über eine Variationsrechnung des Winkels α der Diagonalbruchlinie ermittelt. Im Schnittpunkt der Gebrauchslast mit der aktuellen Traglast ergibt sich die rechnerische Feuerwiderstandsdauer, die der im linken Diagramm ermittelten Feuerwiderstandsdauer entsprechen muß. Dabei lassen sich die aktuellen Traglasten der folgenden Arbeitsgleichung (2.1) ermitteln:

$$A_i + q_T \cdot \bar{A}_a \quad (q = 1) = 0 \quad (2.1)$$

Die in Bild 2.3 dargestellten Ergebnisse an einer Platte mit einseitiger konstruktiver Randeinspannung (eingespannter Rand parallel zur Tragrichtung und bewehrt nach DIN 1045) zeigen, daß die Bruchlinientheorie auch unter bestimmten Voraussetzungen bei Durchlaufsystemen anzuwenden ist. Die Bruchlinientheorie ist dann auf eine reduzierte Plattenbreite zu beziehen, die jeweils von der Länge der oben liegenden Stützbewehrung aus den angrenzenden Plattenteilen abhängt. Als Rechenmodell ergeben sich an die auskragenden Plattenteile angehängte, allseitig gelenkig gelagerte Platten. Versuchsergebnisse und Berechnung zeigen, daß eine konstruktive Randeinspannung bereits eine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer um $> 20 \%$ bewirken kann.

Problematisch bei der Beurteilung der Feuerwiderstandsdauer dieser Systeme ist das Verhalten der sich am Ende der oberen Bewehrung einstellenden Risse. Es besteht einerseits die Gefahr des Verlustes des Raumabschlusses (s. Abschnitt 1), andererseits aber auch die Möglichkeit, daß die Querkraft im Bereich der Risse nicht mehr übertragen werden kann und die unten liegende Plattenbewehrung reißt. Bei der weiteren Behandlung wird dieses Problem zunächst zurückgestellt, da bei den uns bekannten Fällen in der Praxis dieses Versagen nicht zu beobachten war. Bei der zukünftigen Bearbeitung sind hier jedoch Schwerpunkte zu setzen.

Die bislang durchgeführten Berechnungen zeigen, daß zwischen Versuch und Rechnung Abweichungen bei der Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer $\leq 20 \%$ zu erwarten sind und damit ein befriedigender Ansatz für die rechnerische Behandlung von brandbeanspruchten Flächentragwerken ge-

funden wurde. Diese Abweichungen sind jedoch bei entsprechender Verfeinerung der Rechenmethode - biaxiale Materialgesetze, enge Diskretisierung, exakte Bestimmung der aufnehmbaren Schnittgrößen - zu reduzieren.

3. Parameterstudie für allseitig gelagerte Stahlbetonplatten

3.1 Einflüsse des Seitenverhältnisses und der Schlankheit auf die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonplatten

Die für brandbeanspruchte Massivplatten entwickelte Bruchlinientheorie ermöglicht gezielte Parameteruntersuchungen, um die Bedeutung verschiedener Einflußgrößen, wie Lastausnutzungsgrad, Plattenschlankheit oder Stützweiten- bzw. Einspannverhältnisse, ohne ein umfangreiches Versuchsprogramm durchführen zu müssen.

Im Rahmen dieser ersten Studie werden 14 cm bzw. 16 cm dicke Platten mit variierender Schlankheit ℓ_y/h untersucht. Als weitere Parameter werden das Seitenverhältnis ℓ_x/ℓ_y der Platten und die Lastausnutzung, d. h. effektiv wirkende Belastung q /zulässige Gebrauchslast q_g berücksichtigt.

In Bild 3.1 sind die Rechnungsergebnisse für eine quadratische und eine rechteckige Platte (Seitenverhältnis $\ell_x/\ell_y = 1,5$) dargestellt. Aus den Untersuchungen können folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- a) mit steigendem Seitenverhältnis ℓ_x/ℓ_y und wachsender Schlankheit ℓ_y/h wird bei vergleichbarer Belastung die Feuerwiderstandsdauer einer Platte kleiner, da das System überwiegend in einen einachsigen Spannungszustand übergeht.
- b) Bei abgeminderten Gebrauchslasten q wird die Feuerwiderstandsdauer einer Platte verlängert. Dieser Effekt ist bei quadratischen Platten wesentlich größer als bei Rechteckplatten. Dieser Sachverhalt ist möglicherweise darauf zurückzuführen, daß die Erhöhung der kritischen Stahltemperatur der Bewehrung infolge geringerer Auslastung bei Flächentragwerken mit annähernd quadratischen Abmessungen durch Aktivierung innerer Zwangsschnittgrößen bzw. Betonzugspannungen verstärkt wird.

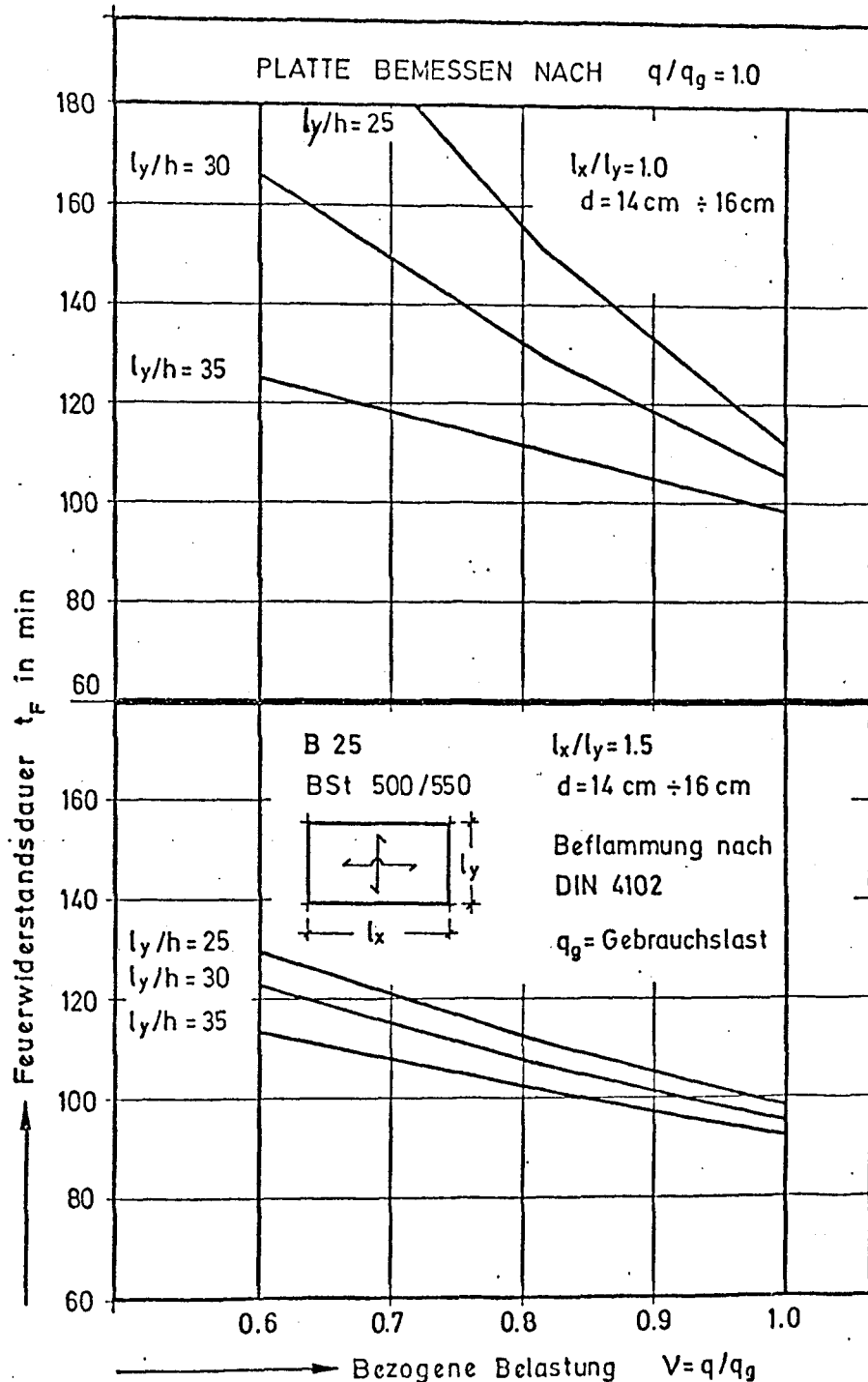


Bild 3.1: Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonplatten in Abhängigkeit von der Schlankheit l_y/h und dem Auslastungsgrad q/q_g

c) Der Einfluß der Plattenschlankheit l_y/h auf die Feuerwiderstandsdauer nimmt mit steigender Belastung und steigendem Seitenverhältnis ab.

Die Begründungen entsprechen Pkt. a) und b).

d) Für den Anwender ergeben sich bei den untersuchten zweiachsigen, allseitig frei aufliegenden Flächentragwerken bis zu einem Seitenverhältnis von $\frac{l_{\max}}{l_{\min}} \leq 1,75$ in jedem Falle Feuerwiderstandszeiten von

≥ 90 Minuten. Die zu erwartenden Unterschiede bei jeweils zulässiger Gebrauchslast q_g liegen für die verschiedenen Parameter in der Größenordnung von 20 Minuten.

3.2 Feuerwiderstandsdauer von statisch einachsig gespannten, vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten

Die Berechnungen und die vergleichenden Versuche zeigen, daß die einachsig gespannten vierseitig frei aufliegenden Stahlbetonplatten im allgemeinen eine Feuerwiderstandsdauer von < 90 Minuten erreichen. Das kann sich ändern bei günstigeren Randbedingungen, wie z. B. Randeinspannung oder Durchlaufwirkung, oder durch Vergrößerung der Bewehrung bzw. durch Vergrößerung des Achsabstands der Bewehrung von der beheizten Oberfläche. Die folgende Parameteruntersuchung widmet sich der Veränderung der Bewehrung mit dem Ziel, für statisch einachsig gespannte, aber vierseitig gelagerte Decken eine Feuerwiderstandsdauer von ≥ 90 Minuten zu erreichen.

Gegenstand dieser Parameteruntersuchung nach der Bruchlinientheorie sind nach DIN 1045 bemessene einachsig gespannte Platten, bei denen die Hauptbewehrung in Richtung der kürzeren Seite liegt. Die Querbewehrung mit einem Querverteilungsstoß nach DIN 1045 wird bei der Berechnung der Traglast mit herangezogen.

In den Bildern 3.2 und 3.3 sind die Rechenergebnisse für allseitig frei aufliegende Stahlbetonplatten mit zwei unterschiedlichen Seitenverhältnissen ($l_x/l_y = 2,0$ bzw. $3,3$) aufgetragen. Die Angaben über Abmessungen, Baustoffe, Belastung und Bewehrungsführung sind jeweils dem oberen Teil des Bildes zu entnehmen.

Die in der Tendenz erwarteten Werte zeigen eine deutliche Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer vom Bewehrungsgehalt - eine gleichbleibende Belastung wird vorausgesetzt - und vom Achsabstand der Bewehrung zur beheizten Plattenoberfläche. Beide Parameter bewirken mit steigenden Werten eine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer. Da von der Baupraxis die Forderung nach wirtschaftlicher Ausführung erhoben wird, bietet sich der untere Teil der Bilder 3.2 und 3.3 zur Lösung dieser Optimierungsfrage an.

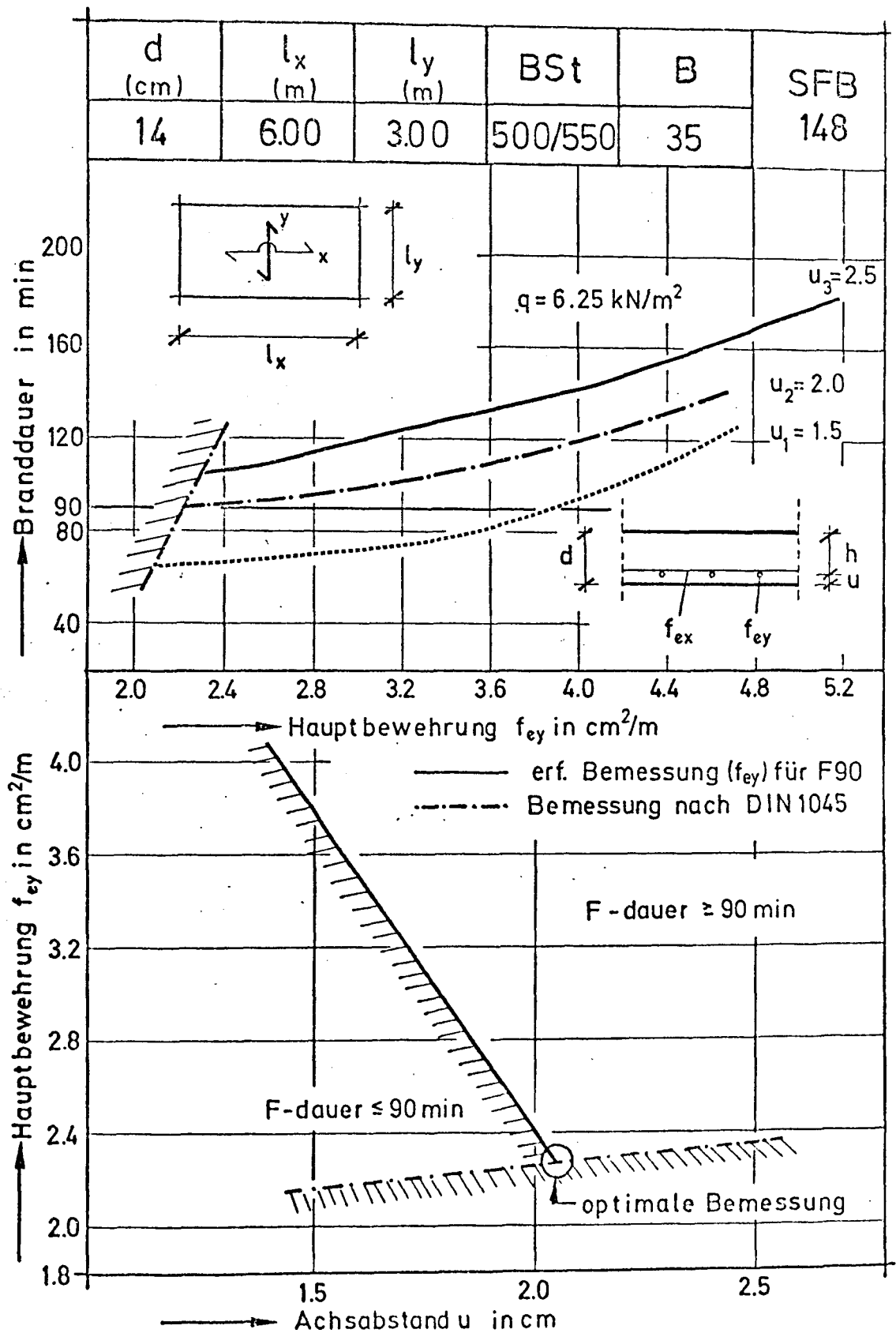


Bild 3.2: Feuerwiderstandsdauer von statisch einachsrig gespannten, vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten in Abhängigkeit vom Achsabstand u und dem Bewehrungsgehalt

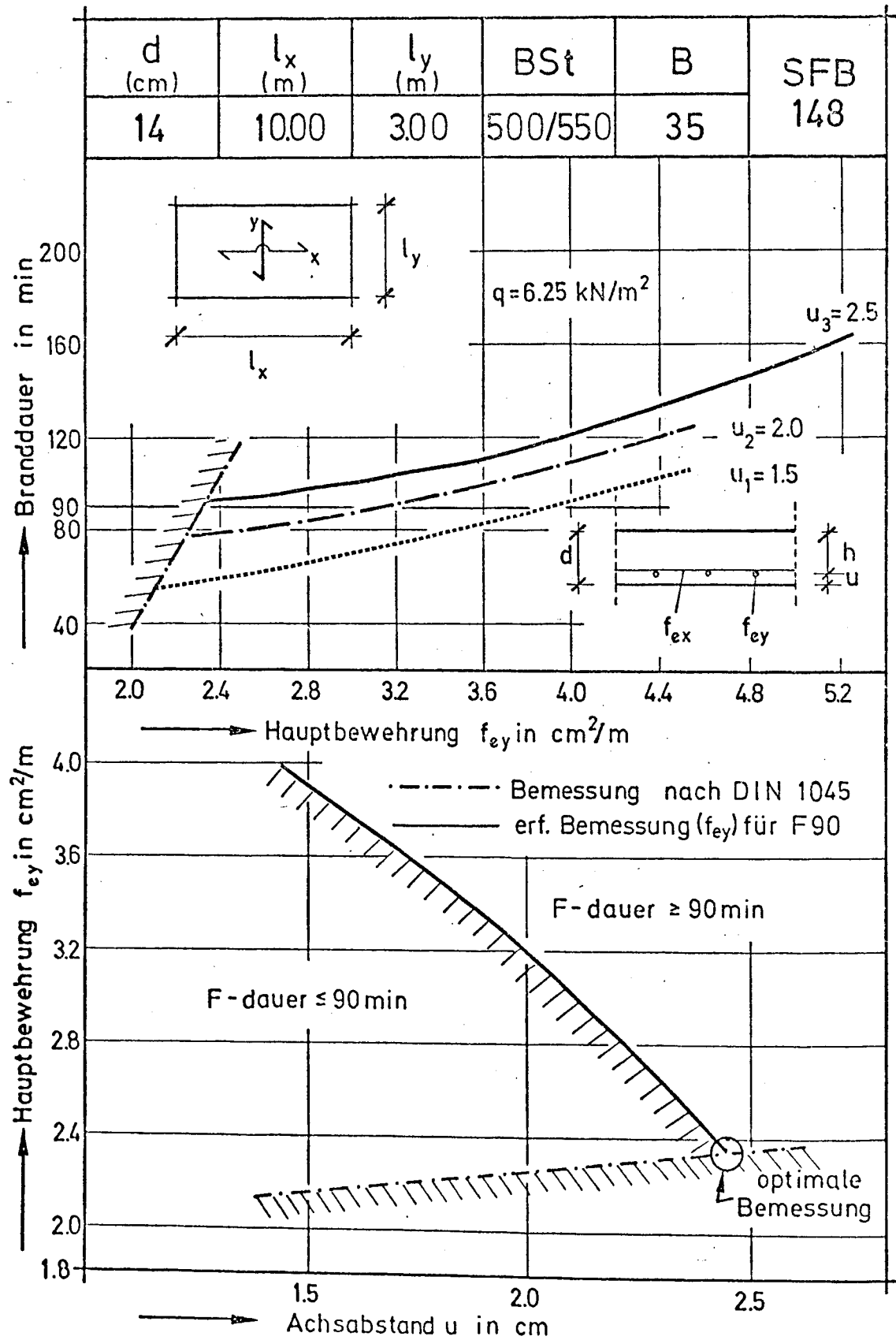


Bild 3.3: Feuerwiderstandsdauer von statisch einachsig gespannten, vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten in Abhängigkeit vom Achsabstand u und dem Bewehrungsgehalt

Die aus dem oberen Teil der Bilder abgeleitete "Zeitlinie F 90" trennt die Bereiche mit einer Feuerwiderstandsdauer von < 90 min bzw. ≥ 90 min. Ihr Schnittpunkt mit der "Bemessungslinie DIN 1045" gibt die "optimale Bemessung" wieder.

Um den Einfluß des Queraustrages auf die Feuerwiderstandsdauer zu verdeutlichen, werden in Bild 3.4 die Ergebnisse für unterschiedliche Stützweitenverhältnisse $\varepsilon = l_x/l_y$ gegenübergestellt. Die erwartete Abhängigkeit wird durch die Rechnung bestätigt. Mit steigendem Seitenverhältnis wird der Einfluß des Queraustrags geringer, und die Stahlbetonplatte nähert sich im Tragverhalten einem einachsig gespannten Plattenstreifen, für den in DIN 4102 Teil 4 ein Achsabstand von $u = 3,5$ cm bei Einstufung in F 90 gefordert wird. Der in Bild 3.4 eingetragene Versuchswert ($\varepsilon = 1,0$, $u = 1,4$ cm, Feuerwiderstandsdauer = 86 min) bestätigt annähernd die Rechnung, die bei etwa 1,7 cm Achsabstand eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten ergibt.

Das in Bild 3.5 dargestellte Bruchbild der Versuchsplatte (s. auch Bild 2.1) verdeutlicht, daß sich bei quadratischen Platten auch bei einachsiger Bewehrungsführung ein zweiachsiger Spannungszustand einstellt. Es zeigt aber auch die Problematik des Bewehrungsstoßes der unten liegenden Bewehrung von brandbeanspruchten Flächentragwerken auf. Im vorliegenden Fall wurde ein Querbewehrungsstoß nach DIN 1045 mit verhältnismäßig geringen Übergreifungslängen ausgeführt. Ob jedoch die Übergreifungslänge bei der erheblichen temperaturbedingten Minderung des Verbundes eine entscheidende Rolle spielt, läßt sich zur Zeit noch nicht abschließend beurteilen. Es sind weitere Arbeiten im Rahmen des Teilprojekts B 5 erforderlich.

3.3 Ergebnisse und ihre Bedeutung

Die zufriedenstellende Übereinstimmung von Versuchsergebnissen und Rechenergebnissen (s. Bild 2.2 und 2.3) ebenso wie die Riß- und Bruchbilder der Versuchskörper (s. Bild 2.1 und 3.5) bestätigen die Berechtigung der Anwendung der Bruchlinientheorie für brandbeanspruchte Flächentragwerke. Das nach dieser Theorie entwickelte Rechenprogramm bietet die Möglichkeit, mit geringem Rechenaufwand den Einfluß verschiedener Parameter auf das Tragverhalten von Flächentragwerken unter Brandbeanspruchung zu bestimmen.

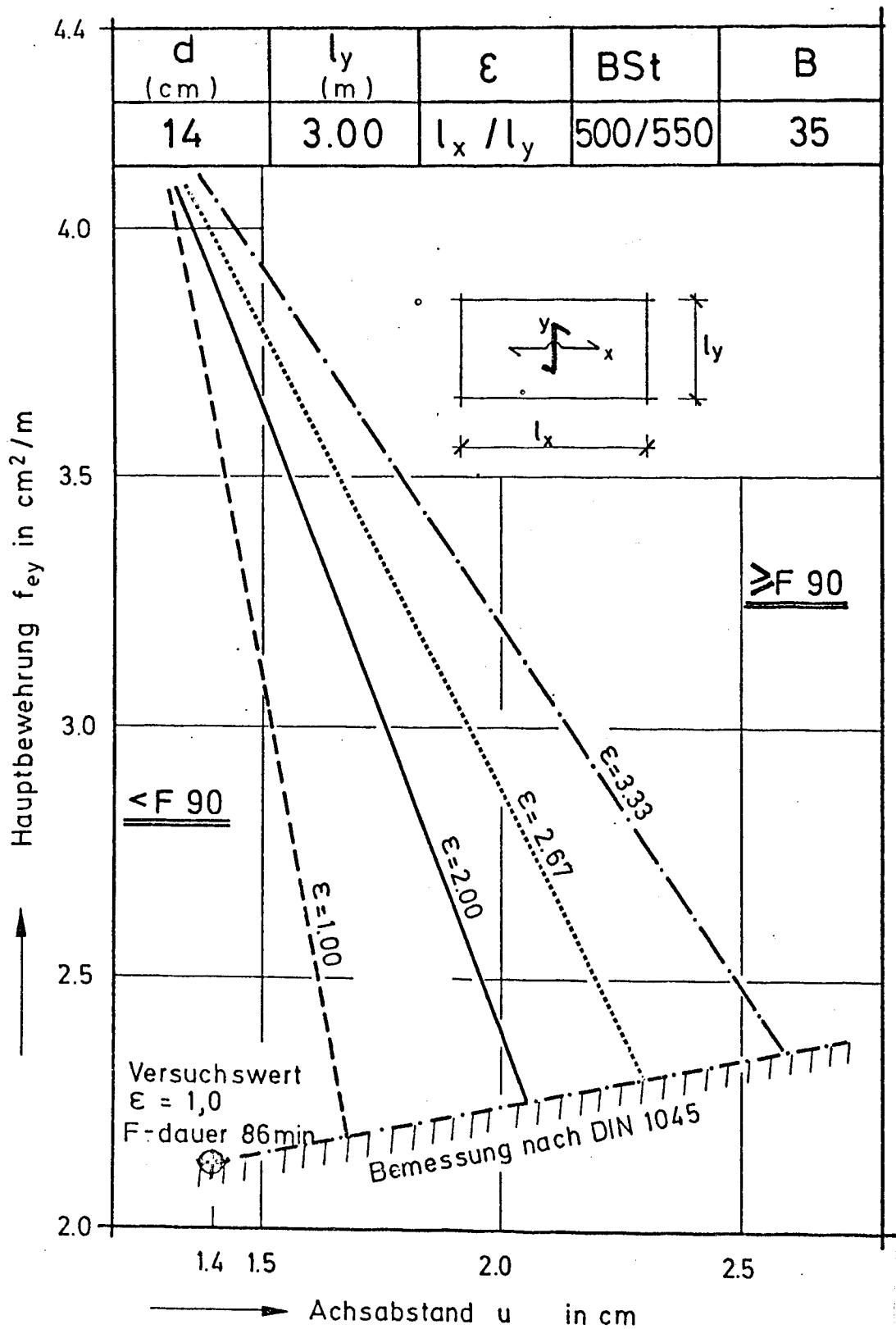
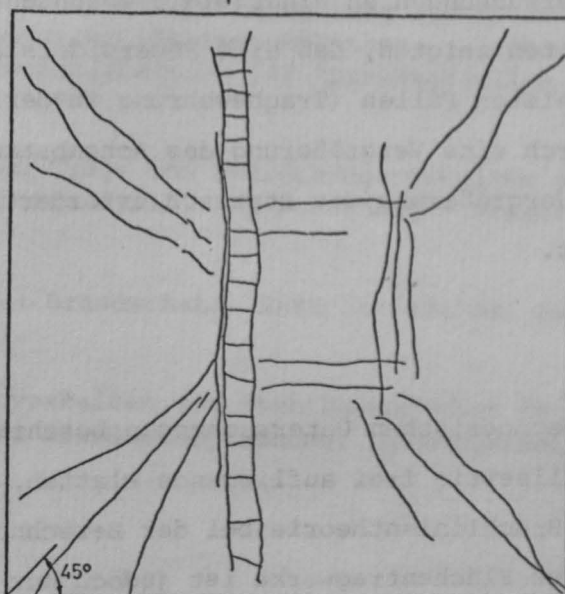


Bild 3.4: Einfluß des Seitenverhältnisses auf die Einstufung von statisch einachsig gespannten, vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten in die Feuerwiderstandsklasse "F 90"

Bruch im Bereich des
Querbewehrungsstoßes



Rißbild an der Plattenunterseite



Platte nach dem Brandversuch

Bild 3.5: Bruchbilder einer allseitig frei aufliegenden Stahlbetonplatte nach dem Brandversuch

Erste Parameteruntersuchungen an zweiachsig gespannten Platten mit praxisnahen Bauteildicken lassen erkennen, daß die Schlankheit nur einen geringen Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer hat. Dieser Einfluß wird noch kleiner mit steigendem Seitenverhältnis, da das Tragsystem (bei abnehmender Feuerwiderstandsdauer) in einen annähernd einachsigen Spannungszustand übergeht. Bis zu Seitenverhältnissen von $\varepsilon = l_{\max}/l_{\min} \leq 1,75$ wird bei einem nach DIN 1045 zulässigen Mindestachsabstand von $u \approx 1,3$ cm eine Feuerwiderstandsdauer von ≥ 90 Minuten erreicht.

Rechnerische Untersuchungen an einachsig gespannten, vierseitig frei aufliegenden Platten zeigten, daß eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten in den meisten Fällen (Tragbewehrung in der kürzeren Spannrichtung) nur durch eine Vergrößerung des Achsabstands der Bewehrung oder durch eine Vergrößerung des statisch erforderlichen Bewehrungsgehalts möglich ist.

4. Ausblick

Die bisherigen rechnerischen Untersuchungen beschränkten sich im wesentlichen auf allseitig frei aufliegende Platten. Die allgemeine Anwendbarkeit der Bruchlinientheorie bei der Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Flächentragwerke ist jedoch nur dann gesichert, wenn auch Durchlaufsysteme erfaßt werden können. Die an derartigen Plattensystemen durchgeführten Brandversuche konnten in ersten Nachrechnungen annähernd bestätigt werden. Es sind jedoch noch weitere Versuche mit unterschiedlichen Randbedingungen erforderlich, um das entwickelte Rechenprogramm nach der Bruchlinientheorie zu überprüfen, abzusichern und ggf. zu verbessern.

Eine Ausweitung des Programms auf partiell beheizte Plattensysteme einschließlich der dadurch hervorgerufenen Scheibenzwängungsproblematik ist experimentell und rechnerisch in Vorbereitung.

5. Literatur

- [1] Bach, D.; Graf, O.: Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten. - Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 30, Berlin.
- [2] Johansen, K.W.: Bruchlinientheorie. - Kopenhagen, 1943.
- [3] Massonet, C. et al.: Calcul plastique des Constructions. - Vol. 1: Bruxelles 1961; Vol. 2: 1963.
- [4] Sawczuk, N. et al.: Grenztragfähigkeitstheorie der Platten. - Berlin 1963.
- [5] Haksever, A.: Rechnerische Untersuchung zum Brandverhalten allseitig frei aufgelagerter Stahlbetonplatten. - Arbeitsbericht 1975 - 1977, Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", TU Braunschweig, 1977.
- [6] Haksever, A.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonmassivplatten im Brandfall. DBZ Forschung + Praxis 502, DBZ 1/79, 1.1.
- [7] Meyer-Ottens, C.: Brandschutz. Berichte aus der Bauforschung, Heft 70, Berlin, 1971.
- [8] Wesche, J.: Tragverhalten von Stahlbetondecken im baupraktischen Einbauzustand bei Brandbeanspruchung, Dissertation in Vorbereitung.

Ein Rechenmodell zur Beschreibung des Verhaltens
von Gesamtbauwerken und Bauwerksabschnitten im
Brandfall

von

Dr.-Ing. Ataman Haksever

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	2
1.1 Allgemeines	2
1.2 Problemstellung	2
2. Entwicklung eines Rechenverfahrens zur Untersuchung des Gesamttragverhaltens von Bauwerken im Brandfall	3
2.1 Stand der Erkenntnisse	3
2.2 Grundlagen des Rechenverfahrens	5
3. Leistungsfähigkeit des Rechenprogramms	11
3.1 Allgemeines	11
3.2 Berechnung von Stabtragwerken im Brandfall	13
3.2.1 Druckstäbe	13
3.2.2 Durchlaufsysteme	13
3.2.3 Rahmensysteme	14
3.3 Berechnung von Flächentragwerken im Brandfall	15
4. Arbeitsweise des Programms	16
5. Dateneingabe- und Ausgabesteuerung	17
6. Rechenbeispiele	19
7. Ausblick	21
8. Literatur	25

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Feuerschäden werden immer teurer. Der Hauptgrund dafür besteht in dem ständigen Anstieg der Schadenssumme pro Brand, nicht aber in der Anzahl der auftretenden Brände. Während der letzten dreißig Jahre hat sich diese Summe verzehnfacht und im Jahre 1973 die Zwei-Milliarden-Grenze überschritten. In dieser Summe ist sicherlich ein nicht vernachlässigbarer Anteil enthalten, der infolge nicht sachgemäßer Konstruktion der Bauwerke für den Brandfall entstanden ist.

Der vorbeugende bauliche Brandschutz ist von öffentlichem Interesse, da es sich um den Schutz von Lebewesen und Sachwerten handelt. Dazu ist es u. a. notwendig, allgemeingültige Grundlagen- und Berechnungsverfahren für Gesamttragwerke unter Brandbelastung zu schaffen. Nur mit solchen Berechnungsverfahren ist es möglich, die im Brandfall auftretenden Kräfteumlagerungen zu bestimmen und dazu die möglichen Standsicherheitsreserven des Bauwerks zu analysieren. Da Brandversuche an Bauwerken enorm kostspielig sind [1], ist es sinnvoll, die brandschutztechnische Beurteilung kompletter Bauwerke im Großrechner mittels geeigneter Rechenprogramme vorzunehmen.

1.2 Problemstellung

Die wirklichkeitsnahe Simulation einer Konstruktion unter Brandlast im Computer erweitert die Beurteilung des Tragverhaltens eines Bauwerks erheblich und schafft die Möglichkeit für eine wirtschaftliche Untersuchung.

Daher soll ein Rechenprogramm entwickelt werden, welches ermöglicht, die Gesamtinteraktion der miteinander monolithisch verbundenen Bauteile im Brandfall rechnerisch zu analysieren. Im Programmablauf soll insbesondere die Interaktion zwischen den Stabbauteilen und den Flächentragwerken berücksichtigt werden. Weiterhin soll mit Hilfe des Programms sowohl eine partielle Brandbeanspruchung des Bauwerks als auch eine mögliche Feuerausbreitung berücksichtigt werden können.

Als Grundlage für die Brandbelastung sollen zunächst die Einheits-Temperatur-Zeitkurve nach DIN 4102 sowie die Meßergebnisse aus den Versuchsbränden [1, 2, 3] dienen. Um die in einem Bauwerksabschnitt tatsächlich vorhandenen Brandrisiken wirklichkeitsnah erfassen zu können, soll deshalb das aufgestellte Rechenprogramm mit den Wärmebilanzrechnungen gekoppelt werden.

Mit der Erstellung von Wärmebilanzmodellen befaßt sich ein größeres Forschungsprogramm, in dem die Ausbreitung und Temperaturentwicklung von natürlichen Bränden untersucht wird [4]. Das Programm wird z. Z. im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig erarbeitet. Die Erfassung der Auswirkungen von natürlichen Bränden erfolgt im großen Rechenprogramm durch Lösung der Bilanzgleichungen der Thermodynamik. Dadurch wird es möglich sein, die Brandbeanspruchung des Bauwerks in Abhängigkeit von vorhandenen Brandlasten, Ventilationsbedingungen und Ausbreitungsgeschwindigkeit des Feuers zu erfassen.

2. Entwicklung eines Rechenverfahrens zur Untersuchung des Gesamttragverhaltens von Bauwerken im Brandfall

2.1 Stand der Erkenntnisse

Für den Brandfall wurde außer den eigenen Ansätzen bisher kein effektives Rechenverfahren für Rahmentragwerke unter Berücksichtigung mitwirkender Anschlußbauteile entwickelt. Die Gründe sind in erster Linie darin zu sehen, daß das Verformungsverhalten von Bauteilen im Brandfall durch eine Vielzahl von Parametern beeinflusst wird.

Für Stahlbeton-Rahmentragwerke nur unter Berücksichtigung der Interaktion zwischen den Stabbauteilen des Rahmens wurde ein weiterführendes Verfahren von Bresler [7] entwickelt. In dem von ihm vorgestellten Rechenverfahren wird eine übliche dreidimensionale Diskretisierungsmethode angewendet. Auf die Interaktion zwischen den Stabbauteilen und den anschließenden Stahlbetonplatten wird nicht eingegangen. Auch die Einflüsse der Theorie II. Ordnung werden in der Berechnung nicht berücksichtigt. Die ist als ein erheblicher Nachteil des Rechenverfahrens zu werten.

Bislang bekannt gewordene Rechenverfahren für Stahlrahmen im Brandfall basieren dagegen auf dem Prinzip der Fließgelenktheorie [8], wobei für die Ermittlung der M,N-Interaktionen eine bilineare temperaturabhängige Arbeitslinie zugrunde gelegt wird. Der Traglastzustand des Rahmensystems wird im Brandfall durch Bildung einer Reihe von Gelenkketten oder schon im elastischen Bereich durch Instabilität des Gesamtsystems erreicht. Als weiteres Versagenskriterium werden die unzulässigen Verformungen eingeführt.

In dem Rechenverfahren wird jedoch nicht mitgeteilt, wie das gesamte System nach Eintreten der plastischen Gelenke nach einer bestimmten Branddauer rechnerisch erfaßt wird. Da das statische System nach Bildung der plastischen Gelenke in ein anderes statisches System übergehen kann, muß hier ein allmählicher Rechengang eingeleitet werden. Darüber hinaus wird auch nicht erwähnt, ob in dem Rechenverfahren die Verformungsschichte jedes Bauteils berücksichtigt und die Wärmeübertragung an den Bauteilen ermittelt wird.

Vom Sonderforschungsbereich 148 wurde im Zeitraum von 1974 - 1977 als erster Schritt zur Beurteilung der Gesamtinteraktion von Bauwerken im Brandfall mit der rechnerisch-experimentellen Untersuchung eines einhäufigen Rahmens begonnen [5]. Die durchgeführten Untersuchungen haben eindeutig gezeigt, daß statisch unbestimmte Systeme im Brandfall durch Kräfteumlagerungen ihre möglichen Tragreserven aktivieren und dadurch eine erhöhte Feuerwiderstandsdauer besitzen können. Die Berechnungen und die Versuche haben außerdem deutlich gemacht, daß bei solchen Systemen im Brandfall die Knotenmomente ansteigen und nach Erreichen eines Maximums wieder zurückgehen. Die Erfassung dieser Vorgänge in der Berechnung geschah dabei unter Berücksichtigung der Einflüsse aus Theorie II. Ordnung.

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen aus den rechnerisch experimentellen Untersuchungen an Rahmen und Einzelbauteilen im Brandfall [6] wurde in der ablaufenden Forschungsperiode 1977 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148 an der Entwicklung eines Großrechenprogramms gearbeitet. Das Rechenprogramm wurde unter Berücksichtigung der im Abschnitt 1.2 vorgestellten Problemstellung entwickelt. Es ermöglicht, sowohl Einzelbauteile als auch Gesamtsysteme im Brandfall zu analysieren (s. Abschnitt 3).

2.2 Grundlagen des Rechenverfahrens

Die Berechnungsverfahren der Stabstatik bauen auf einer der drei Grundmethoden auf: dem Kraft-, dem Weggrößenverfahren oder der Methode, die von der Differentialgleichung des Balkens ausgeht.

In dem aufgestellten Rechenverfahren werden die Grundlagen des Weggrößenverfahrens auf der Basis einer unelastischen Berechnung angewendet. Gesucht wird die Kombination der Verformungszustände, die auch alle Gleichgewichtsbedingungen nach Theorie II. Ordnung erfüllt. Die Anwendung der Theorie II. Ordnung führt zu einem Eindeutigkeitssatz der Kontinuitäts- und Zwangsbedingungen. Eine mehrdeutige Lösung kann sich dagegen aus der Stabilitätsfrage eines Systems vor dem verformten Zustand ergeben.

In der üblichen Statik rechnet man schematisch mit Hilfe von Systemskizzen, beispielsweise mit M-, N-, Q-Linien. Für die computergerechte Behandlung des Problems eines hochgradig statisch unbestimmten Rahmensystems müssen jedoch die Geometrie, das Hauptsystem und die Einheitszustände eindeutig numerisch beschrieben werden. Dazu müssen lokale, für den Stab gültige und globale, für das System gültige Koordinaten eingeführt werden (vergl. Bild 2.1). Die Belastungen können dabei so-

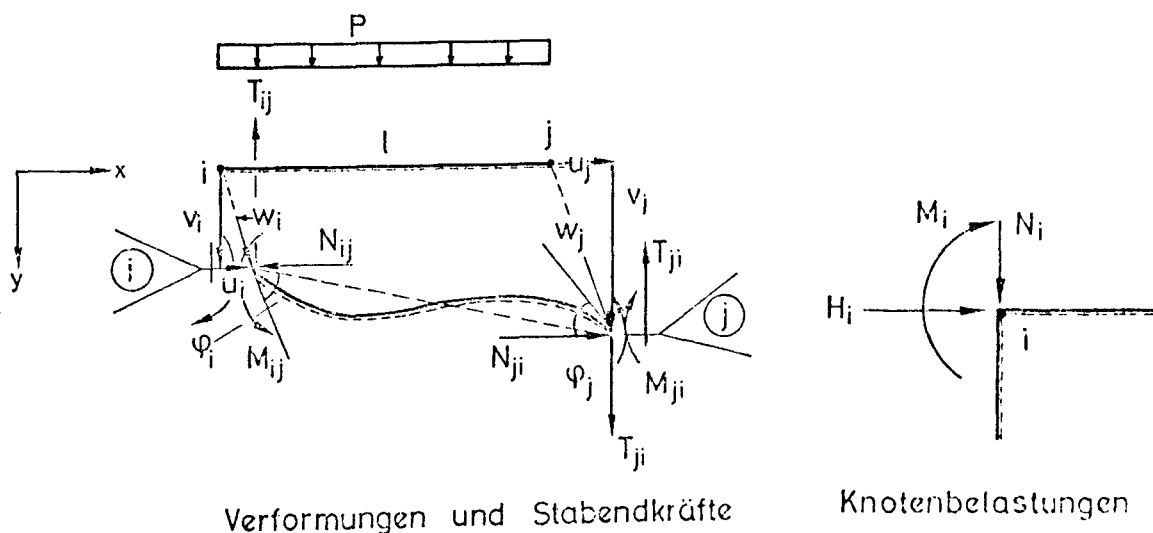


Bild 2.1: Beschreibung des Last-Verformungszustands eines Stabelements und -knotens

wohl durch die zugehörigen Knotenlasten als auch durch die Stablasten angegeben werden.

Für die lokalen an der Elementachse orientierten Koordinaten sind d_i der Spaltenvektor der Knotenverschiebungen und -verdrehungen, q_i der Schnittgrößenvektor am Knoten des Stabes.

$$d_i = \begin{bmatrix} \varphi_i \\ w_i \\ u_i \end{bmatrix} \quad q_i = \begin{bmatrix} M_{ij} \\ T_{ij} \\ \psi_{ij} \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

Aus dem unelastischen Verhalten des Stabes ij folgt die Zuordnung

$$[q]_{ij} = [k]_{ij} [d]_{ij} + [p_o]_{ij} \quad (2.2)$$

$[k]_{ij}$ zeigt hier die Gesamtsteifigkeitsmatrix des Stabes. Sie resultiert aus vier quadratischen Matrizen. $[d]_{ij}$ ist ein Spaltenvektor für die Stabendverschiebungen, während $[p_o]_{ij}$ einen Spaltenvektor der äußeren Belastungen der Systemstäbe darstellt.

Mit der Transformationsmatrix $[T_2]$ können die Verschiebungsgrößen- und die Schnittgrößenvektoren auf die globalen am System orientierten Koordinaten bezogen werden. Damit ergeben sich für jeden Systemstab

$$[q]_{ix} = [T_2]_i \cdot [q]_i \quad (2.3)$$

$$[d]_{ix} = [T_2]_i \cdot [d]_i \quad (2.4)$$

und bei Berücksichtigung

$$[T_2]^{-1} = [T_2]^T \quad (2.5)$$

ergibt sich eine inverse Beziehung zwischen

$$[q]_i = [T_2]_i^T \cdot [q]_{ix} \quad (2.6)$$

$$[d]_i = [T_2]_i^T \cdot [d]_{ix} \quad (2.7)$$

Für das globale Koordinatensystem können auch die Steifigkeitsmatrizen des Stabes entsprechend geschrieben werden:

$$[k]_{ix} = [T_2] \cdot [k]_i \cdot [T_2]^T \quad (2.8)$$

Durch Bestimmung der $[d]_x$ -Verschiebungsgrößen können somit mit Gl. (2.7) die Verschiebungsvektoren und anschließend mit Gl. (2.2) die Schnittgrößenvektoren ermittelt werden.

Die Gleichungen (2.2) bis (2.8) wurden in der Art entwickelt, daß sie die geometrischen Verträglichkeitsbedingungen erfüllen. Die Gleichgewichtsbedingungen in jedem Knotenpunkt des Gesamtsystems müssen außerdem eingehalten werden. Diese Bedingung kann mit Gl. (2.9) erfüllt werden.

$$\sum_{j=1}^n [k]_{ix} \cdot [d]_{ix} + \sum_{j=1}^n [k]_{jx} \cdot [d]_{jx} + \Sigma [p_o]_x = [q]_x \quad (2.9)$$

$[q]$ ist hier ein Spaltenvektor der Knotenbelastungen (vgl. Bild 2.1). Das lineare Gleichungssystem (2.9) kann in Kurzform wie in Gl. (2.10) geschrieben werden.

$$[S] \cdot [d] + [p_o] = [q] \quad (2.10)$$

$[S]$ zeigt jetzt die Gesamtsteifigkeitsmatrix des Systems, während $[p_o]$ und $[q]$ Spaltenvektoren für die Belastungen des Systems repräsentieren. Für den Brandfall muß die Matrix $[p_o]$ mit der Matrix $[p_t]$ der thermischen Belastung superponiert werden:

$$[\bar{p}_o] = [p_o] + [p_t] \quad (2.11)$$

Dabei ist für eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung die Gl. (2.11) unter Berücksichtigung des verformten Zustands eines Stabes zu ermitteln.

Für eine inelastische Berechnung des Systems soll hier Gl. (2.10) näher analysiert werden.

Die Steifigkeitsmatrix des Gesamtsystems $[S]$ hängt im Brandfall von drei Größen funktional wie folgt ab:

$$\underline{\underline{S}} = \underline{\underline{S}} [q, (EI(t)), t] \quad (2.12)$$

Die Gl. (2.12) läßt erkennen, daß bei einer vorgegebenen Belastung und einer bestimmten Branddauer die Variation der Steifigkeitsmatrix nur von der Variation des Steifigkeitsvektors beeinflußt wird:

$$\delta S = \frac{\partial S}{\partial (EI)} \cdot \delta (EI) \quad (2.13)$$

Wendet man dieses Ergebnis auch auf die Systemstäbe an, so ermittelt man aus dem totalen Differential der Gl. (2.2) die Gl. (2.14)

$$\Delta \underline{\underline{q}} = \underline{\underline{K}} (q, \Delta(EI)_t, t) \cdot \underline{\underline{d}} + \underline{\underline{K}} \cdot \Delta \underline{\underline{d}} \quad (2.14)$$

Ist die Variation von Δq klein, so gilt die Gl. (2.14) auch für Systeme und Baustoffe mit nicht linearen Lastverformungsbeziehungen im Brandfall.

Im Limitzustand ist die Variation der Schnittgrößen ausreichend klein, daraus folgt, daß die beiden Varianten $\Delta(EI)$ und Δd auch ausreichend klein sein müssen.

Die Konvergenzkriterien können daher auf die Konvergenz des Schnittgrößenvektors $[q]$ in Gl. (2.2) angewendet werden, d. h. daß in den Iterationen das Gleichungssystem (2.10) bis zu einer ausreichenden Konvergenz immer neu gebildet und gelöst werden muß.

In der aufgestellten Rechenmethode wird ein gemischtes Verfahren durch gleichzeitige Anwendung des Weggrößenverfahrens und der Differentialgleichung des Stabes angewendet. Ein solches Vorgehen ermöglicht die Ausweitung der Stäbe, die zwischen den eingeführten Knoten stehen, auf die Stäbe, die die tatsächlichen Knoten des Systems verbinden. Es erübrigt sich somit, für den Gesamtstab noch Zwischenstäbe einzuführen. Dadurch können die zu lösenden Verschiebungsgrößen in Gl. (2.10) erheblich reduziert werden.

Die Differentialgleichung eines Stabes unter Laterallasten und Achskraft lautet (vgl. Bild 2.2):

$$[EI]_0 \cdot \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\Psi(x) \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right] + N \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = p \quad (2.15)$$

Für die Integration der o. a. Differentialgleichung wird eine eindimensionale Diskretisierungsmethode angewendet [9, 10].

Die numerische Bestimmung der Funktion Ψ erfolgt dabei unter Berücksichtigung des Beanspruchungs-Verformungszustands des Stabes durch Iteration mit Gl. (2.16).

$$(EI)_0 \cdot \Psi = - M_x^{II} / \kappa_x \quad (2.16)$$

Für die Berechnung des Quotienten in Gl. (2.16) wird ein zweidimensionales Diskretisierungsverfahren angewendet, wodurch der materialmäßigen Nichtlinearität Rechnung getragen wird.

Nach der Bestimmung der örtlichen Steifigkeiten kann die DGl. (2.15) unter Berücksichtigung der Gleichgewichts- und Randbedingungen des Stabes gelöst werden. Die Lösungsprozedur muß jedoch so lange wiederholt werden, bis die Verformungen eine ausreichende Konvergenz zeigen.

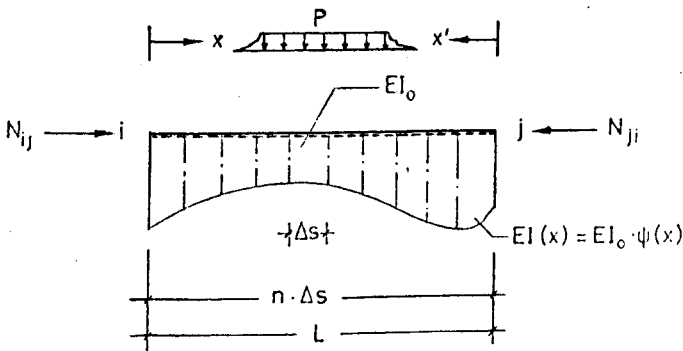
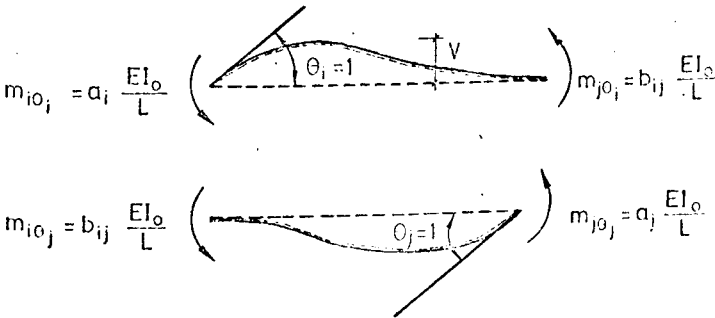


Bild 2.2:
Bestimmung der Einheitsweggrößen eines Stabes

Stab mit veränderlichen Steifigkeiten

Fall I: Reine Biegung



Fall II: Biegung mit Achskraft (Zug / Druck)

- Druck -	- Zug -
$m_{i0_i} = a_i \cdot d_i \cdot \frac{EI_0}{L}$	$m_{i0_i} = a_i \cdot z_i \cdot \frac{EJ_0}{L}$
$m_{j0_j} = a_j \cdot d_j \cdot \frac{EI_0}{L}$	$m_{j0_j} = j \cdot z_j \cdot \frac{EI_0}{L}$
$m_{i0_j} = b_{ij} \cdot d_{ij} \cdot \frac{EI_0}{L}$	$m_{i0_j} = b_{ij} \cdot z_{ij} \cdot \frac{EI_0}{L}$

Die Einführung der Funktion Ψ in der Berechnung impliziert die Ermittlung der entsprechenden Einheitsgrößen der Systemstäbe. Dies geschieht in der Berechnung durch Anwendung der Mohrschen Analogie für Stäbe mit veränderlichen Stabsteifigkeiten. Die so ermittelten Einheitsweggrößen müssen zusätzlich mit den d_i - bzw. z_i -Faktoren zur Berücksichtigung des Einflusses aus Theorie II. Ordnung modifiziert werden (s. Bild 2.2 und [11], wobei d_i und z_i eine Funktion der wirksamen Hochtemperatursteifigkeit sind und diese Steifigkeit nach Gl. (2.17) bestimmt wird.

$$(EI)_w = \frac{\int_0^l M dx}{\int_0^l \kappa dx} \quad (2.17)$$

Das aufgestellte Rechenverfahren bietet somit noch zwei weitere wichtige Vorteile hinsichtlich der Analyse des Gesamtsystems im Brandfall. Diese Vorteile sind insbesondere bei der Bestimmung der Bruchzustände im System zu sehen.

Im Brandfall können zwei Arten von Bruchzuständen im System auftreten. Diese Bruchzustände können entweder lokal bleiben und nur für einen bestimmten Stab repräsentativ sein oder aber für das ganze System erfolgen (s. Beispiele im Abschnitt 6).

Einen lokalen Bruchzustand bestimmt man dadurch, daß in der numerischen Berechnung der Funktion Ψ nach Gl. (2.16) ein örtlicher plastischer Zustand im Stab festgestellt werden kann. Während dieser Zustand einen örtlichen Materialbruch anzeigt, kann ein lokaler Bruchzustand außerdem noch durch die schnell anwachsenden Verformungen eines Systemstabes gekennzeichnet werden. Solch ein Fall kann bei der iterativen Lösung der Gl. (2.15) festgestellt werden und deutet einen örtlichen Stabilitätsbruch im System an.

Ein für das Gesamtsystem geltender Bruchzustand dagegen kann bei der Lösung der Gl. (2.10) festgestellt werden. Dieser Fall tritt insbesondere dann bei einem Brand ein, wenn im System durch den Steifigkeitsverlust einiger Bauteile eine Instabilität hervorgerufen wird (s. Abschnitt 6). Diese Instabilität kann u. a. auch durch eine numerische Instabilität hergeleitet werden, weshalb bei der Aufstellung der Gesamtsteifigkeitsmatrix $[S]$ des Systems ein bestimmtes Triangulationsverfahren nach Gl. (2.18) angewendet wird [12].

$$[S] = [S^*] [S^*]^T \quad (2.18)$$

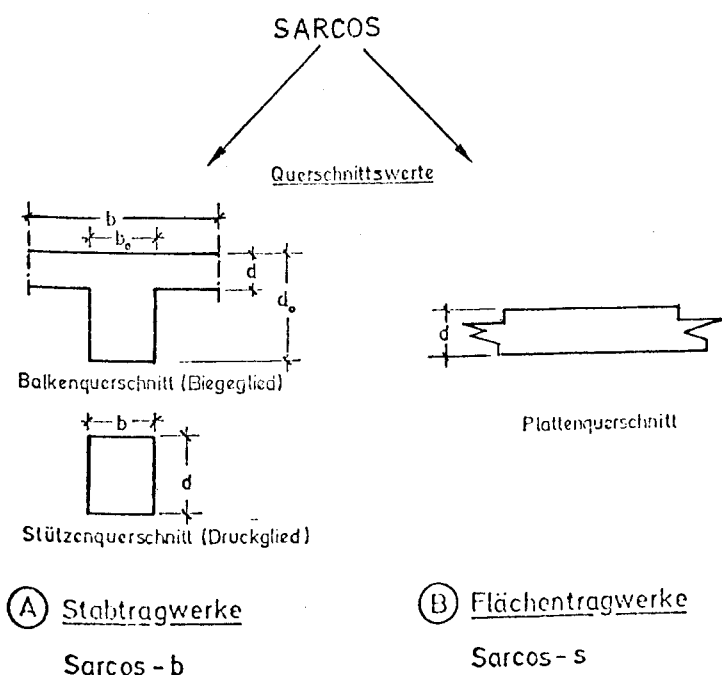
Die schrittweise Lösung der Gleichungen (2.16), (2.15) sowie (2.10), (2.2) unter Einhaltung der Konvergenzkriterien für $[d]_i$ und $[q]_i$ Spaltenvektoren bedeutet, daß ein Gleichgewichtszustand am verformten System nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der nichtlinearen Verformungseigenschaften des Betons im Brandfall errechnet worden ist. Die Untersuchung des Systems im Brandfall für den nächsten Zeitschritt kann somit schrittweise vorgenommen werden.

3. Leistungsfähigkeit des Rechenprogramms

3.1 Allgemeines

Das aufgestellte Rechenprogramm behandelt die Tragwerke im allgemeinen getrennt, entweder als ein Stabtragwerk-System oder als ein vierseitig gelagertes Flächentragwerk. Eine rechnerische Analyse des Gesamtsystems beginnt zunächst mit der Untersuchung der beflamten Stahlbetonplatten, die im Randbereich in den Rahmenstäben monolithisch verbunden sind.

Leistungsfähigkeit des Rechenprogramms



Brandraumkurve

1. Normbrand (n. DIN 4102, Teil 2)
2. natürlicher Brand

Beflammung

1. Riegelquerschnitte dreiseitig
2. Stützenquerschnitte allseitig, dreiseitig
3. Flächentragwerke einseitig

Baustoffe

1. Stahlbeton (Normalbeton, Leichtbeton)

Bewehrung

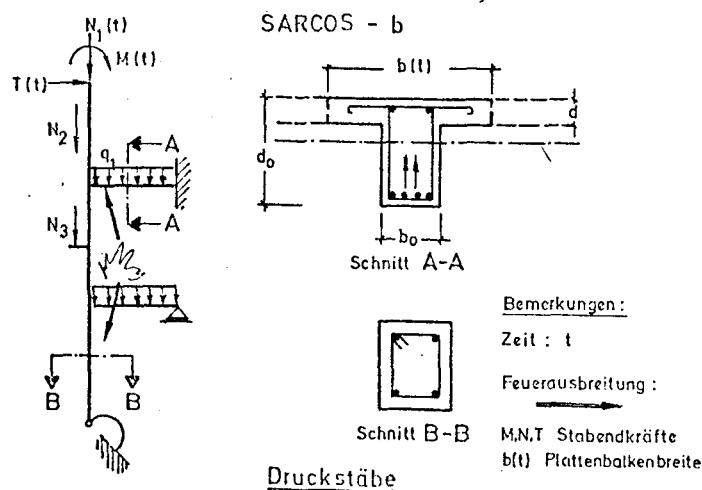
1. Druckglieder: Symmetr. Bewehrung
2. Biegeglieder: Asymmetr. "
3. Flächentragwerke: Mattenbewehrung (einachsig, zweiachsig)

Bild 3.1: Allgemeine Randbedingungen des Rechenprogramms

Im Bild 3.1 sind die Querschnittsform der Stabtragwerke und die Form der Stahlbetonplatten eines Rahmensystems dargestellt. In den üblichen Hochbauten befinden sich meistens die Stahlbetonplatten mit den Biegestäben eines Rahmensystems in Interaktion. Solche Biegestäbe werden daher als Plattenbalken erfaßt. Die Druckstäbe werden dagegen als Rechteckquerschnitt behandelt.

Am Brandort können sowohl ein Normbrand als auch ein natürlicher Brand simuliert werden. Die Beflammung der Bauteile erfolgt grundsätzlich für Druckglieder allseitig und für Biegeglieder dreiseitig von unten.

Für die Baustoffe und die Bewehrungsführung der Bauteile sind weitere Angaben auf dem Bild 3.1 gemacht worden.



- 1 - Brandraumkurve {

natürliche Brände

Normbrand
- 2 - Beflammung der Stäbe {

allseitig

dreiseitig

→ gleichmäßig
- 3 - Geschoßanzahl beliebig
- 4 - Ort des Brandraumes beliebig
- 5 - Brandausbreitung wird gesteuert
- 6 - Randbedingungen der Stütze beliebig:
 - eingespannt
 - elastisch eingespannt
 - gelenkig
 - Stützensenkung
 - verschiebung
 - verdrehung

Bild 3.2: Allgemeine Randbedingungen der Druckstäbe im Rechenprogramm

3.2 Berechnung von Stabtragwerken im Brandfall

3.2.1 Druckstäbe

Im Bild 3.2 sind die Druckstäbe eines Tragwerks mit den allgemeinen Randbedingungen dargestellt. Druckstäbe können geschoßweise durchlaufend sein. Zur Aussteifung der Stützen können Biegestäbe eines Rahmenfeldes herangezogen werden. Diese Biegestäbe können sich zum Teil auch mit lastabtragenden Stahlbetonplatten in Interaktion befinden. Die mitwirkende Plattenbreite des beflamnten Stabes kann dabei zeitlich veränderlich in der Berechnung erfaßt werden.

Die Ausbreitung des Feuers vom Brandort aus kann dabei gesteuert werden, so daß die Bauteile bestimmten Zeitabschnitten der Brandbeanspruchung ausgesetzt werden.

3.2.2 Durchlaufsysteme

Im Bild 3.3 sind die möglichen Arten von Durchlauf-Tragwerkssystemen dargestellt. In vielen Fällen sind solche Tragwerkssysteme mit den an-

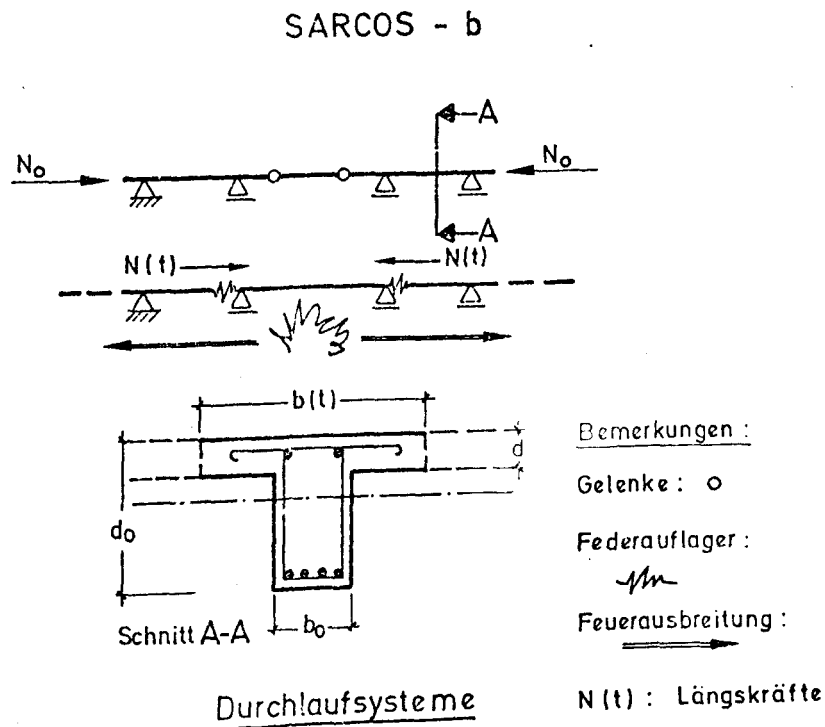
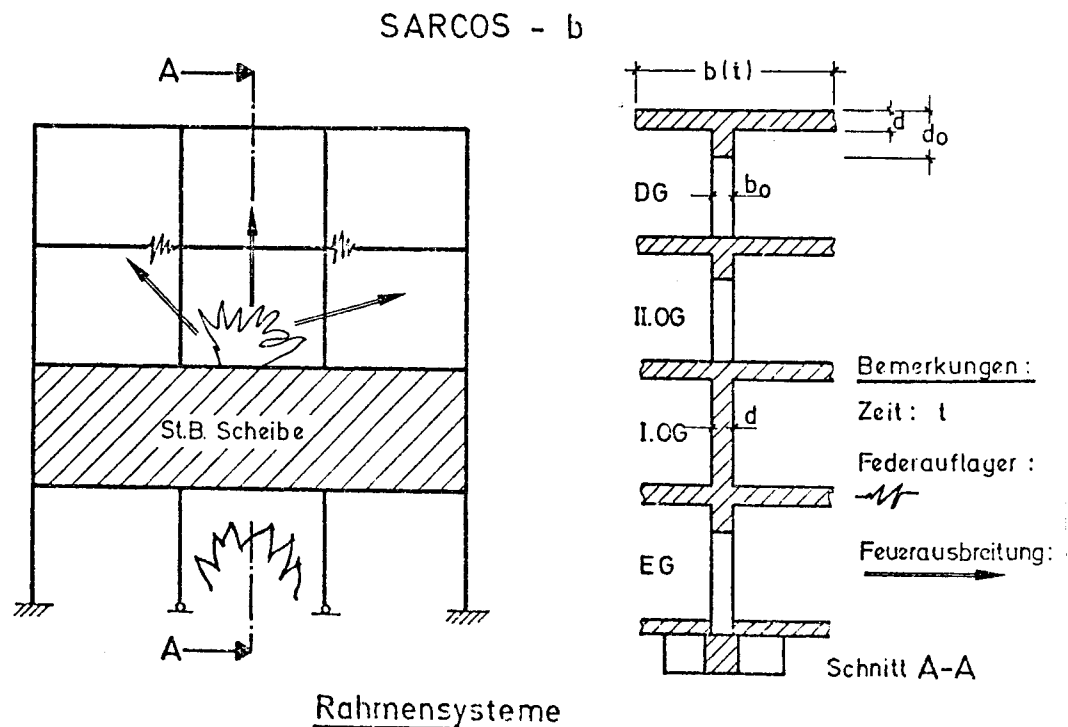


Bild 3.3: Allgemeine Randbedingungen der Durchlaufsysteme im Rechenprogramm

schließenden Stahlbetonplatten schubfest verbunden. Bei einem lokalen Brandfall können in der Plattenebene hohe Zwangskräfte entstehen [13], weil die nicht beflamnten und umschließenden Stahlbetonplatten eine elastische Dehnbehinderung hervorrufen werden. Infolge dieser Dehnbehinderung unterliegt das Durchlaufsystem einer lokalen Zwängung mit zeitlich veränderlichen Zwangskräften.

3.2.3 Rahmensysteme

Rahmensysteme sind im allgemeinen eine Kombination der Tragwerkssysteme, die in den Abschnitten 3.2.1 - 3.2.2 diskutiert worden sind. In Bild 3.4 ist ein solches Rahmentragwerk mit den allgemein verschiedenen Randbedingungen dargestellt.



1. Rahmenriegel können mit Geschoßplatten unter zeitlich veränderlichen Interaktionen stehen (Plattenbalken, elastische Dehnbehinderung)
 2. für eine vorgegebene Branddauer kann eine Traglast-Berechnung durchgeführt werden
 3. Randbedingungen beliebig:
 - eingespannt
 - elastisch eingespannt
 - gelenkig
- Stützensenkung
-verschiebung
-verdrehung

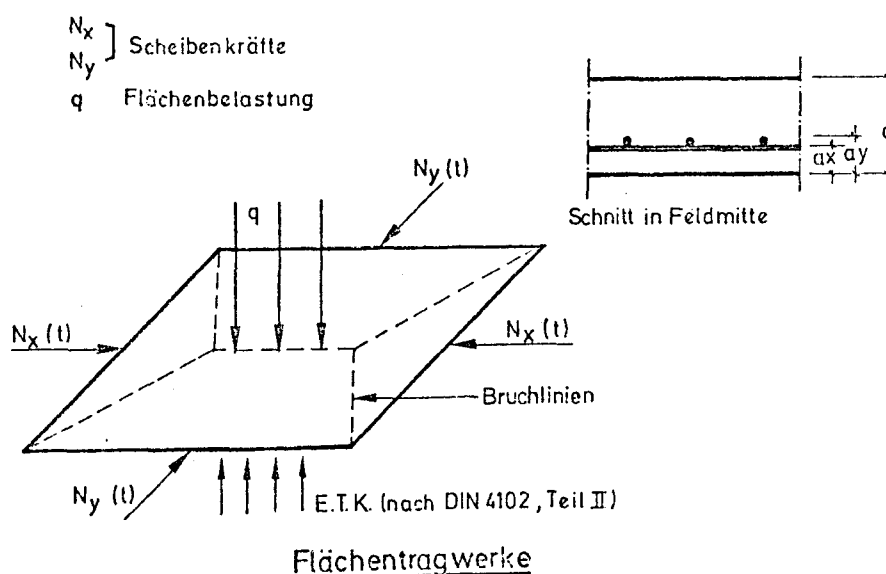
Bild 3.4: Allgemeine Randbedingungen der Rahmensysteme im Rechenprogramm

An einem Rahmensystem entsteht ein lokaler Brand in vielen Fällen in einem bestimmten Feld. Ein solches Brandgeschehen führt dazu, daß bestimmte Stäbe des Rahmensystems einer totalen oder elastischen Dehnbehinderung unterliegen. Beispielsweise bei einem Brandfall im untersten Mittelfeld des Rahmentragwerks sind die beflamten Stützen total dehnbehindert, während bei einem Feuerausbruch im 2. OG sowohl die Druckstäbe als auch die Biegestäbe elastisch dehnbehindert werden.

3.3 Berechnung von Flächentragwerken im Brandfall

Die rechnerische Behandlung der massiven Stahlbetonplatten im Brandfall erfordert eine immense theoretische und programmatische Arbeit. Um zu ingenieurmäßigen Aussagen zu gelangen, erscheint es daher sinnvoll, das Problem zunächst mit geeigneten Vereinfachungen zu behandeln.

SARCOS - s



1. Brandverlauf Normbrand (N. DIN 4102, Teil 2)
 Natürlicher Brand
2. Beflammung des Tragwerkes: einseitig
3. Belastungen: gleichmäßig verteilte Belastung
4. Randbedingungen der Platte
 - 4.1 gelenkige oder eingespannte Auflagerung
 - 4.2 elastische Dehnbehinderung durch Scheibenkräfte

Bild 3.5: Allgemeine Randbedingungen der Stahlbetonplatten im Rechenprogramm

Im programmgesteuerten Ablauf der Berechnung werden daher die Stahlbetonplatten nach der Bruchlinientheorie [6] behandelt. Im Bild 3.5 ist eine derartige Platte im Prinzip dargestellt. Die Randbedingungen des Flächentragwerks bei der Bilanz der inneren und äußeren Arbeiten für den Bruchzustand werden berücksichtigt. Insbesondere die Scheibenkräfte, die bei partieller Beflammung eines Plattenabschnitts entstehen, werden anteilmäßig bei der Erfassung der äußeren Arbeiten längs der Bruchlinien herangezogen.

4. Arbeitsweise des Programms

Die Arbeitsweise des Programms ist im Bild 4.1 mit einem Flußdiagramm dargestellt. Das Flußdiagramm vermittelt dabei problemorientierte Rechenschritte, die in der Berechnung durchgeführt werden.

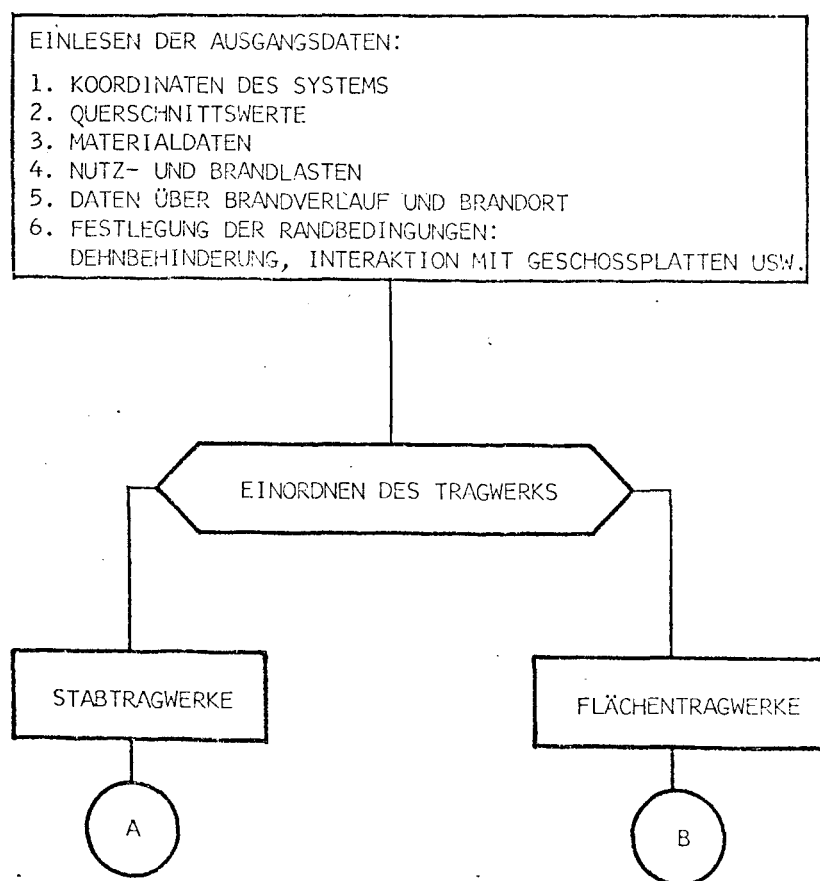


Bild 4.1: Flußdiagramm des Rechenprogramms

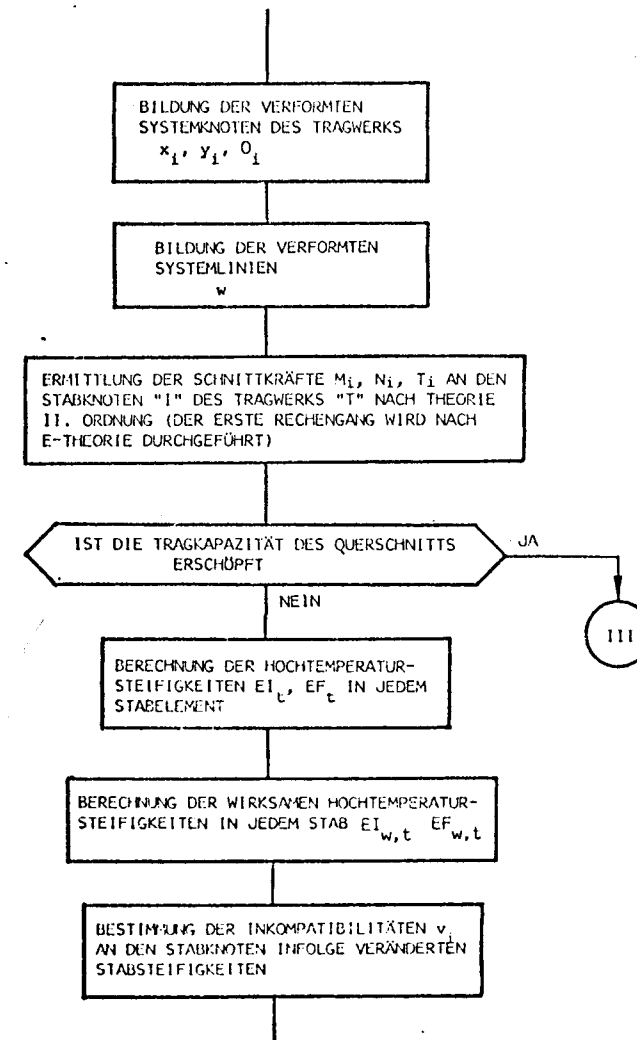
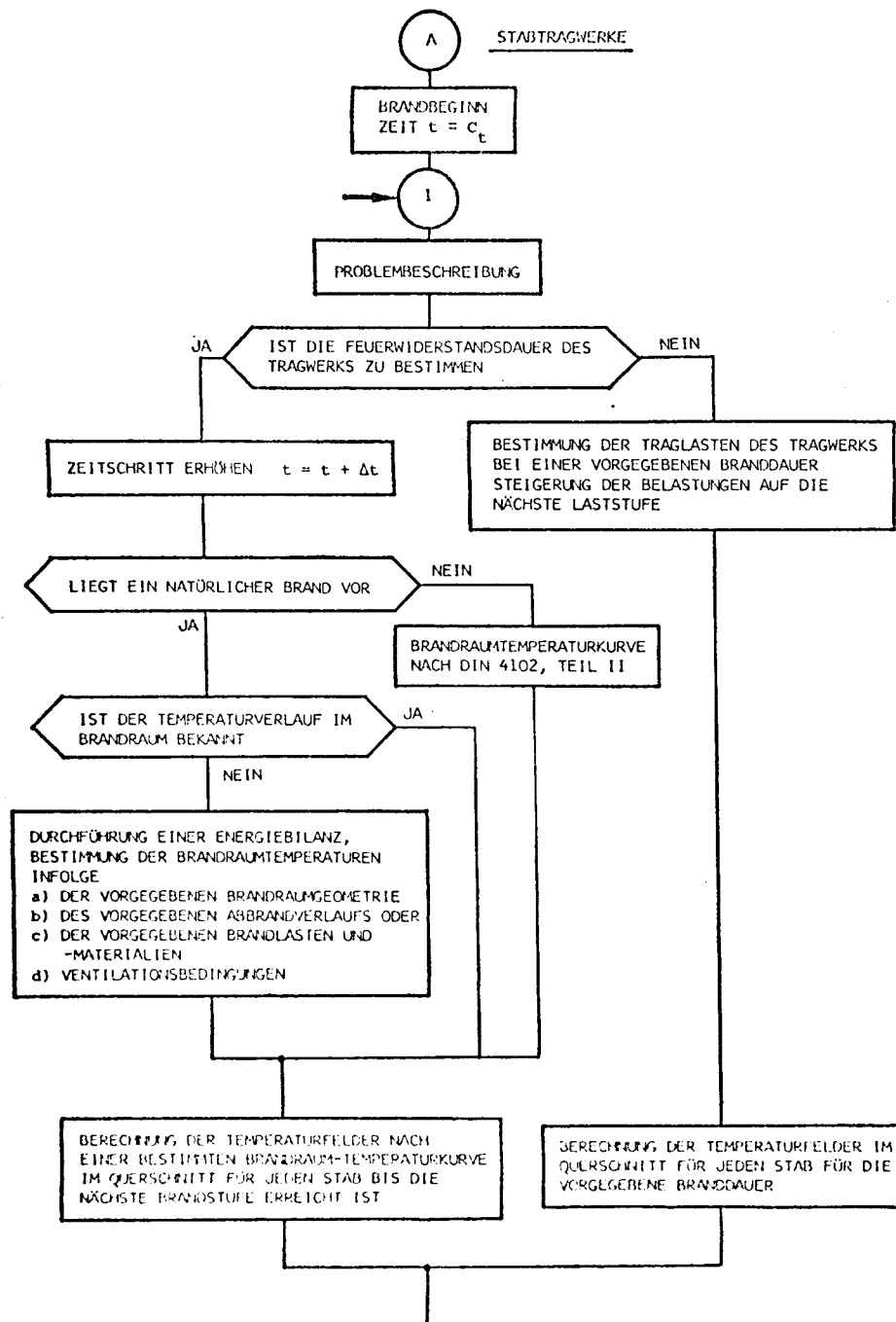
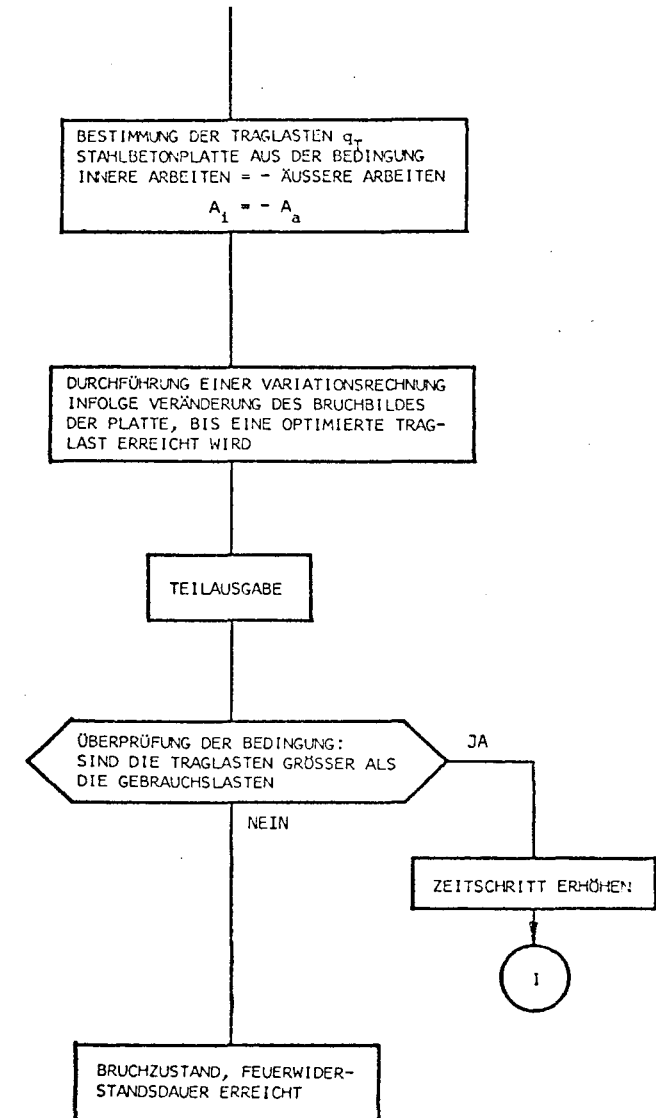
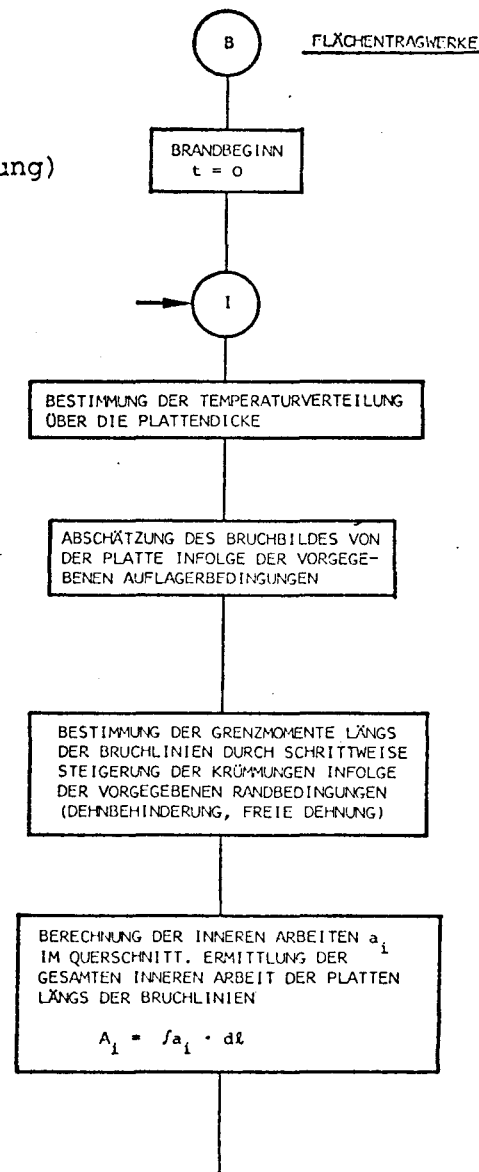
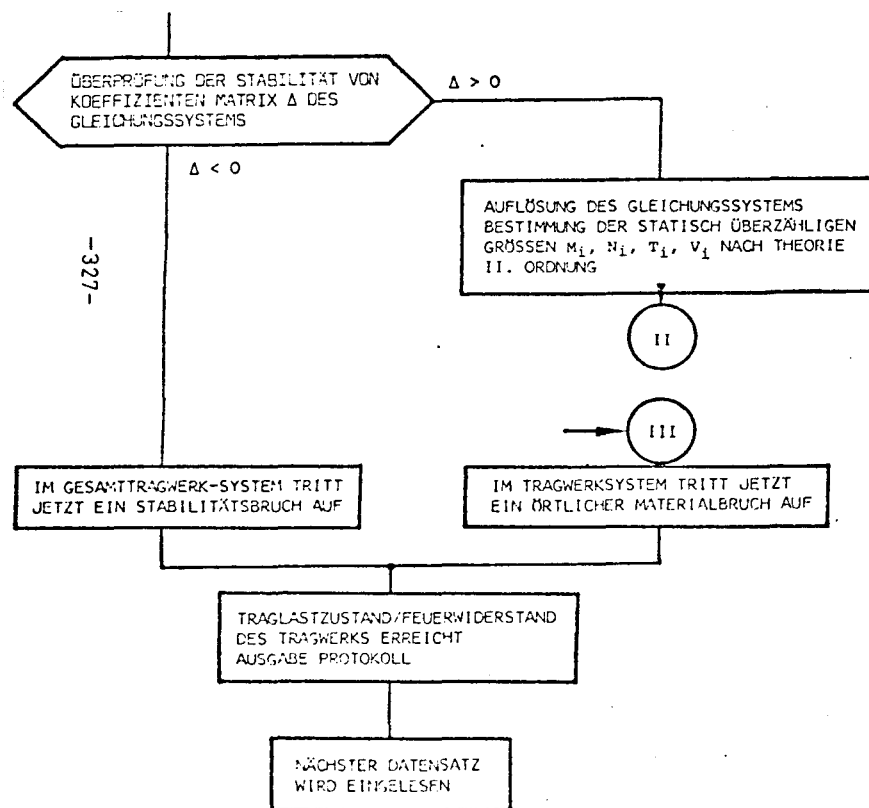


Bild 4.1: Flußdiagramm des Rechenprogramms (Fortsetzung)

Bild 4.1: Flußdiagramm des Rechenprogramms (Fortsetzung)



Das Flußdiagramm ist in zwei Abschnitte geteilt. Im ersten Abschnitt wird der Rechengang für Stabtragwerke gezeigt. Der zweite Abschnitt zeigt dagegen den Rechenablauf für Flächentragwerke. Der Rechenvorgang kann mit Kennzahlen so gesteuert werden, daß die zu lösenden Probleme in den Abschnitten als Ganzes oder getrennt behandelt werden können.

5. Dateneingabe- und Ausgabesteuerung

Der Aufbau der Dateneingabe aus den Blöcken A - K ist in Bild 4.2 dargestellt. Im folgenden wird der Inhalt dieser Blöcke kurz erläutert.

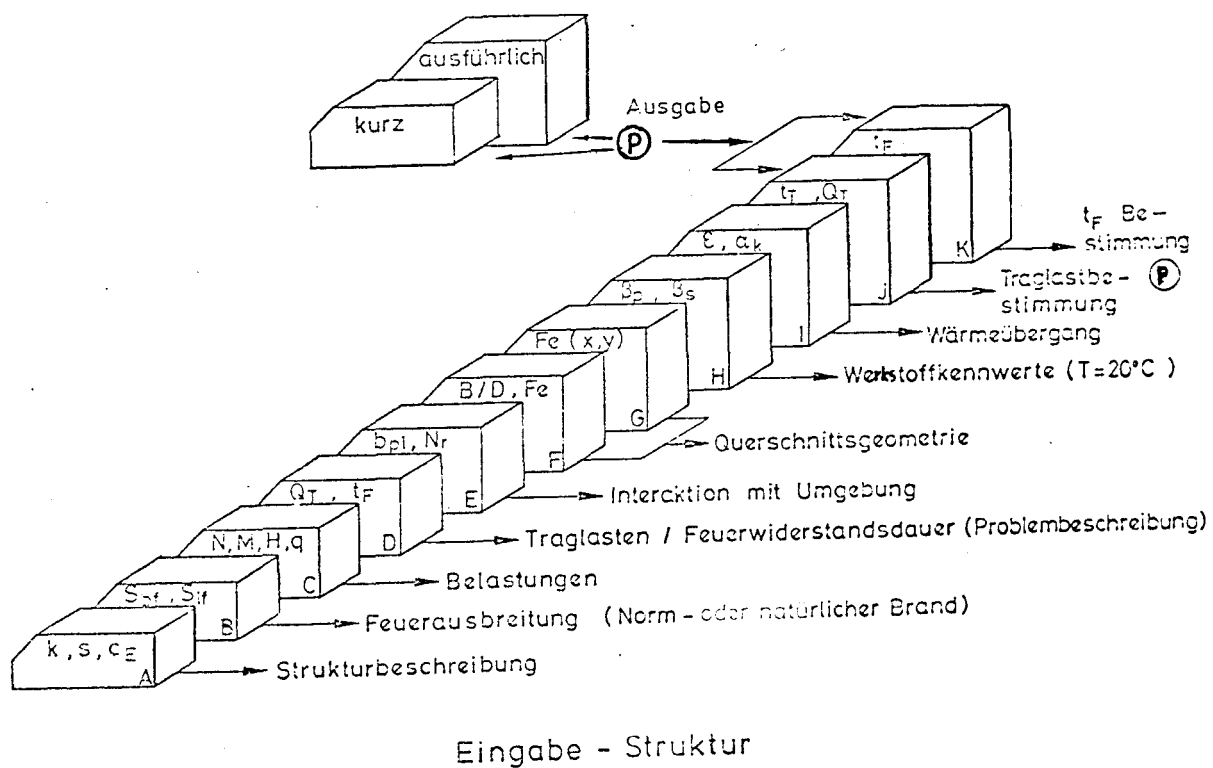


Bild 5.1: Dateneingabe des Rechenprogramms

In Block A werden die Daten für die Strukturbeschreibung eingelesen. Diese Daten enthalten Informationen über die statischen und geometrischen Randbedingungen des Tragwerks.

In Block B sind die Daten enthalten, die eine mögliche Feuerausbreitung im Bauwerk beschreiben. Beispielsweise, welche Bauteile zuerst und welche Bauteile später vom Feuer beflammt sind, wird mit dieser Dateneingabe bestimmt.

In Block C werden die vorhandenen Belastungen an den Knoten und die Laterallasten der Biegestäbe eingelesen.

In Block D ist die Problemstellung formuliert. Durch die eingelesenen Kennzahlen wird festgelegt, ob für das System eine Traglastberechnung für eine bestimmte Branddauer durchgeführt oder die Feuerwiderstandsdauer des Tragwerks berechnet werden soll.

In Block E sind Angaben enthalten, die eine eventuell vorhandene Interaktion zwischen den Biegestäben und den anschließenden Platten beschreiben. Diese Angaben sind für die Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite und der Zwängungen infolge elastischer Dehnbehinderung vorgesehen.

Die Blöcke F und G beschreiben die Querschnittsgeometrie jedes einzelnen Stabes im Tragwerk und enthalten Informationen über die Bewehrungsausführung, während Block H Werkstoffkennwerte des Tragwerks bei Normaltemperatur enthält. Als letzte Eingabedaten werden die Wärmeübergangsbedingungen im Block I eingelesen.

In Block J und K werden die Traglasten oder die Feuerwiderstandsdauern des Systems nach den eingelesenen Steuerzahlen gesondert berechnet und die Rechenergebnisse für die Ausgabe bereitgehalten. Das Ausgabeprotokoll wird mit einer vorgelesenen Steuerkennzahl umfangmäßig festgelegt und ausgedruckt, so daß am Berechnungsende entweder eine detaillierte oder eine kurze Ausgabe mit allen wichtigsten Rechenergebnissen erhalten wird.

einfeldriges und eingeschossiges Rahmensystem aus Normalbeton. Das Rahmensystem ist so bewehrt, daß die Rahmenstiele eine symmetrische Bewehrung von $F_e = F_e' = 3 \varnothing 18$ (quer zur Rahmenebene) erhalten. Für den Balken sind oben $2 \varnothing 12$ und unten $3 \varnothing 14$ vorgesehen. Im Eckbereich wird die Bewehrung rahmenartig ausgeführt. Dabei soll der Beton mindestens in die Betonfestigkeitsklasse Bn 35 eingestuft werden.

In Bild 6.2a wurde der Eckmomentenverlauf für den Fall, daß die Rahmenstützen von Anfang an allseitig beflammt werden, dargestellt. Der Riegel dagegen wurde durch eine Unterdecke vor der direkten Erwärmung geschützt.

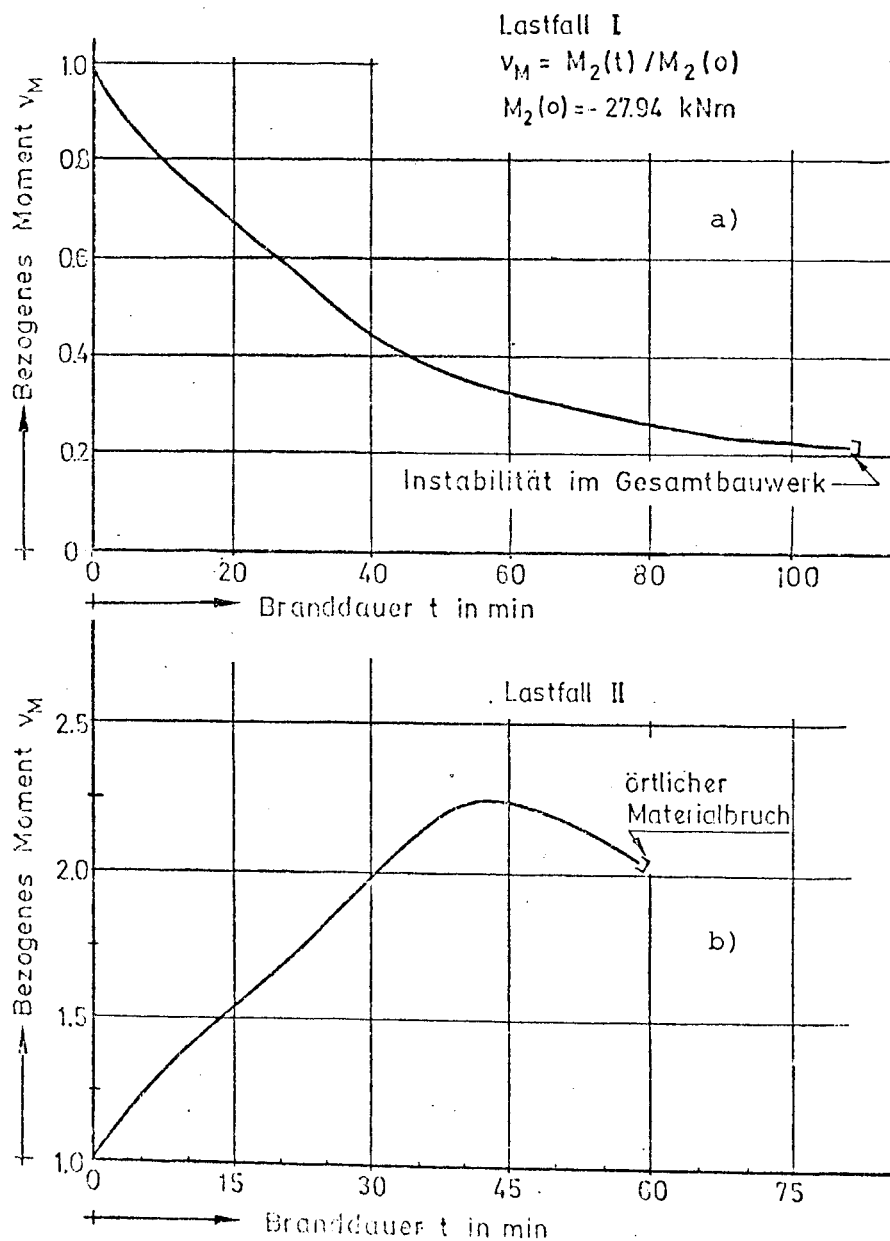


Bild 6.2: Eckmomentenverlauf des Rahmensystems bei variierenden Randbedingungen

Die Rechenergebnisse zeigten, daß für diesen Fall ein kontinuierlicher Steifigkeitsabfall in den Rahmenstützen die Folge war. Deshalb ist der Verlauf der Eckmomente degressiv. Schließlich wird in der 120. Minute der Brandeinwirkung ein Gesamtstabilitätsversagen im Bauwerk beobachtet.

In der unteren Bildhälfte (Bild 6.2b) wurden die Ergebnisse für den Fall, daß der Rahmenriegel von Anfang an dreiseitig von unten beflammt wurde, dargestellt. Die Stützen wurden durch die Leichtwände vor dem Brandangriff geschützt.

Die Rechenergebnisse zeigten für diesen Fall einen progressiven Verlauf der Eckmomente, der durch die starke thermische Krümmung und Dehnung des beheizten Riegels bedingt wurde. Der Rechenablauf wurde dadurch beendet, daß am Riegelanfang nach 60 min Branddauer ein plastisches Gelenk auftrat. Dabei wurde eine Überschreitung der aufnehmbaren Schnittgrößen nach Gl. (2.16) festgestellt.

Aus diesen Untersuchungen wird deutlich, daß in einem nach Abschnitt 2.2 diskutierten Gesamtbauwerk modifizierte Bruchzustände auftreten können, deren Ursachen von verschiedenen Parametern abhängig werden.

In Bild 6.3 ist ein Auszug der Rechenergebnisse für den Lastfall I vor der Beflammung des Bauwerks und bei der 110. Minute Branddauer wiedergegeben. Nach 110 min Branddauer signalisiert die deutliche Zunahme der Verformungen, insbesondere der Verdrehung an den Rahmenfüßen und der Vertikalverschiebung in den Ecken, das baldige Versagen, welches für die 120. Minute vom Rechner bestätigt wird als "Gesamt-Stabilitätsversagen im Bauwerk".

7. Ausblick

Das entwickelte Rechenprogramm ist ausbaufähig und gestattet generell die Analyse von Stahlbeton-, Stahlleichtbeton- und Stahltragwerken unter Feuereinwirkung, wobei hier jedoch zunächst nur Stahlbetontragwerke behandelt werden.

Das Programmpaket ist nach dem Bausteinprinzip aufgebaut, d. h. einzelne Programmteile können entsprechend dem zu bearbeitenden Problem unabhängig von einander ausgetauscht bzw. ergänzt werden.

Das erstellte Rechenprogramm nutzt z. Z. bestimmte gewisse Vereinfachungsmöglichkeiten zur Lösung des Verformungsproblems im Brandfall aus. Dies bedingt einige Einschränkungen der direkten Anwendbarkeit

INHALT DER BERECHNUNG

EINFELDRAHMEN UNTER BRANDBEANSPRUCHUNG

BRANDPHASE 0.00 MIN BRANDDAUER

ERGEBNISSE DER THEORIE II.-TER ORDNUNG

VORH. KNOTENBEWEGUNGEN

KNOTENNR.	PHI	W	U
1	-0.00075579	0.00000000	0.00000000
2	0.00158463	0.00060937	0.00010911
3	-0.00158467	0.00060946	-0.00011373
4	0.00075382	0.00000000	0.00000000

SCHNITTKRAEFTE

STABN.	MA	QA	ME	QE	N
1	0.000	0.786	2.745	-0.786	-44.500
2	-2.745	-4.500	2.745	-4.500	-5.786
3	0.000	-0.786	-2.745	0.786	-44.500

BRANDPHASE 110.00 MIN. BRANDDAUER

ERGEBNISSE DER THEORIE II.-TER ORDNUNG

VORH. KNOTENBEWEGUNGEN

KNOTENNR.	PHI	W	U
1	-0.00238978	0.00000000	0.00000000
2	0.00433193	-0.02228369	0.00002937
3	-0.00433195	-0.02228379	-0.00002840
4	0.00239022	0.00000000	0.00000000

SCHNITTKRAEFTE

STABN.	MA	QA	ME	QE	N
1	0.000	0.254	0.886	-0.254	-44.500
2	-0.886	-4.500	0.886	-4.500	-5.254
3	0.000	-0.254	-0.886	0.254	-44.500

BRANDPHASE 120.00 MIN BRANDDAUER

GESAMT STABILITAETSVERSAGEN IN BAUWERK

Bild 6.3: Ausgabeprotokoll des Rechenbeispiels
-333-

des Rechenverfahrens. Diese einschränkenden Voraussetzungen sind insbesondere die Vorbereitung der bestimmten Information durch die getrennten Teilprogramme. Diese Informationen werden im Hauptprogramm zur Simulation der Interaktion mit anschließenden Geschoßplatten benötigt. Insbesondere die Zwängungskräfte, die infolge einer elastischen Dehnbehinderung durch die umschließenden kälteren Zonen einer partiell beflammt durchlaufenden Stahlbetonplatte aktiviert werden, müssen z. Z. getrennt berechnet und als Funktionen eingegeben werden. Bei Simulation einer Dehnbehinderung durch Steuerung eines bestimmten Dehnweges muß auch dieser Weg als eine Funktion der Branddauer extern bestimmt und dem Hauptprogramm eingelesen werden [13].

Als weiterer externer Parameter muß auch die Veränderung der mitwirkenden Plattenbreite bei Plattenbalkenquerschnitten eingelesen werden. Die funktionale Abhängigkeit der Plattenbreite im Brandfall ist dabei durch ein externes Rechenprogramm zu bestimmen.

Obwohl das Rechenprogramm natürlichen Bränden Rechnung tragen kann, geschieht die Bestimmung der Brandraumtemperaturkurve von einem unabhängigen Rechenprogramm außerhalb des Hauptprogramms. Der Verlauf der Umgebungstemperaturen muß also durch eine externe Wärmebilanzrechnung bestimmt und als Data eingegeben werden.

Das Programm kann außerdem nicht selbständig die Feuerausbreitung im Bauwerk bei einem natürlichen Brand simulieren. Diesbezüglich müssen die Zeitpunkte für die Bauteile angegeben werden, in denen die Beflammung dieser Bauteile beginnt.

Das Programm ermittelt den Beanspruchungs-Verformungs-Zustand des Bauwerks nur in einer bestimmten Tragrichtung. Dies geschieht beispielsweise bei den rahmenartigen Systemen nur in Rahmenebene. Diese Einschränkung schließt naturgemäß die Berücksichtigung solcher Beanspruchungsarten wie schiefe Biegung und Torsion bei den Stabsystemen aus. Das Programm kann also nur im Fall einer beidseitigen symmetrischen Beanspruchung der Rahmenebene zuverlässige Rechenergebnisse liefern.

Das Rechenprogramm enthält z. Z. ein ausbaufähiges Gerüst; d. h. die oben erläuterten Einschränkungen können durch Festsetzung der Arbeiten weitgehend beseitigt werden. Es soll dabei beachtet werden, daß mit steigender Erweiterung des Programmangebots sowohl die Anforderungen an den Rechner als auch die Vorbereitung der Eingabedaten erhöht werden.

Das Rechenprogramm wird deshalb im jetzigen Zustand für die erste Version beibehalten, damit auch kleinere Teilaufgaben mit vertretbarem Aufwand untersucht werden können. In dem vorliegenden Forschungszeitraum wird jedoch auf eine getrennt erweiterte Version hingearbeitet, die dann den oben umrissenen Fragen Rechnung tragen können.

Ebenfalls wird beabsichtigt, das Rechenprogramm in einen Großrechner zu installieren, um eine bessere Genauigkeitsschranke für die Rechenprozesse zu ermöglichen und außerdem eine wirtschaftliche Rechenzeit zu erreichen.

8. Literatur

- [1] Brandversuche Lehrte. Schriftenreihe des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Bonn (04.097), 1978.
- [2] Arnould, P., et al.: Rapport experimental sur les essais avec des feux naturels executes dans la petite installation. Maizieres-Les-Metz, Juin 1973.
- [3] Lie, T.T.: Characteristic temperature curves for various fire severities. Forschungsbericht des National Research Council of Canada. Division of Building Research. Ottawa, 1975.
- [4] Schneider, U., Haksever, A.: Wärmebilanzberechnung für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen. Technische Universität Braunschweig, 1980.
- [5] Kordina, K., et al.: Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsbericht 1972 - 1975. Technische Universität Braunschweig.
- [6] Kordina, K., et al.: Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsbericht 1975 - 1977. Technische Universität Braunschweig.
- [7] Becker, J., Bresler, B.: A computer program for the fire response of structures - reinforced concrete frames. Berkeley, USA, 1974.
- [8] Beyer, R.: Feuerwiderstandsdauer stählerner Rahmentragwerke. Berechnung mit Hilfe des Traglastverfahrens. Forschungsbericht A 2 B I 17.810705-251, Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Bonn, 1979.
- [9] Bierbauer, N.: Über die rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit der Biegedruckzone. Bericht Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1971.

- [10] Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 35, 1977.
- [11] Timoshenko, S.D., Gere, J.M.: Theory of elastic stability. Engineering Societies Monographs, Mc.Graw-Hill, New York, 1961.
- [12] Pipes, L.A.: Matrix Methods for engineering Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1963.
- [13] Walter, R.: Zur Berechnung der inneren Zwängungen brandbeanspruchter ebener Stahlbeton-Flächentragwerke (Dissertation in Vorbereitung, Technische Universität Braunschweig).

Untersuchungen zur Restfestigkeit von
Beton- und Baustählen
nach Temperatureinwirkung

von

Dr.-Ing. Wolfram Klingsch
Dipl.-Ing. Olaf Winkelmann

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung, Zielsetzung	2
2. Parameter und Vorversuche	4
3. Ergebnisse der Vorversuche	7
4. Ausblick	13
5. Literatur	16

1. Einleitung, Zielsetzung

Zur realistischen Beurteilung des Brandverhaltens von Bauteilen sind ausreichend differenzierte Informationen zum Hochtemperatur-Festigkeits- und -Verformungsverhalten von wesentlicher Bedeutung. Die dann mögliche gezielte Auslegung von Bauteilen für bestimmte Feuerwiderstandsfähigkeiten soll ein Bauteilversagen erst oberhalb einer bestimmten Brandeinwirkungsdauer sicherstellen. Die Ergebnisse einer Vielzahl von Forschungen zu dieser Thematik erlauben es heute, den Brandschutz als einen integrierten Bestandteil der Gesamt-Sicherheitskonzeption zu behandeln.

Wirkliche Schadensfeuer, die sog. natürlichen Brände, führen jedoch nur in wenigen Fällen zum Bauteilversagen; teilweise deshalb, weil im Brandfall die freigesetzte Wärmeenergie ein bestimmtes kritisches Niveau nicht überschreitet, teilweise infolgerrechtzeitig einsetzender Löschmaßnahmen. Bauteile, die solch einer begrenzten Brandeinwirkung ausgesetzt waren, erleiden Schädigungen, die einen Abbau des Mindest-Sicherheitsniveaus bewirken können. Zur quantitativen Festlegung der verbliebenen Sicherheiten sind u. a. ausreichend differenzierte Informationen über das Werkstoffverhalten nach vorangegangener Temperatureinwirkung erforderlich. In der Literatur sind hierzu nur wenige Untersuchungsergebnisse veröffentlicht. Allgemein bekannt ist lediglich der pauschale qualitative Sachverhalt, daß naturharte Stähle praktisch keine, kaltverformte Stähle hingegen erhebliche bleibende Festigkeitsminderungen nach Einwirkung erhöhter Temperaturen aufweisen. Differenzierte und ausreichend experimentell abgesicherte quantitative Aussagen hierzu fehlen jedoch weitgehend. Eine gezielte, nach sicherheitstheoretischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten optimierte Sanierung brandgeschädigter Bauteile ist daher z. Z. nur mit Einschränkungen möglich.

Im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsprogramms der Teilprojekte A 1/2 und B 4 sollen die hierfür notwendigen experimentellen Untersuchungen und metallurgischen Beurteilungen von Stählen erarbeitet und nachfolgend in ein Rechenmodell zur numerischen Analyse der Resttragfähigkeit von brandgeschädigten Bauteilen integriert werden. Im vorliegenden Bericht wird über die Ergebnisse der ersten zugehörigen werkstoffkundlichen Grundlagenversuche berichtet.

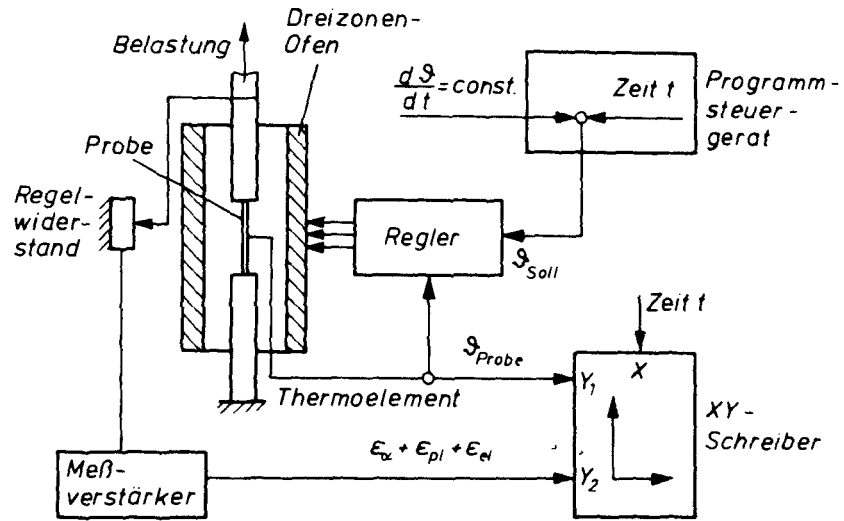
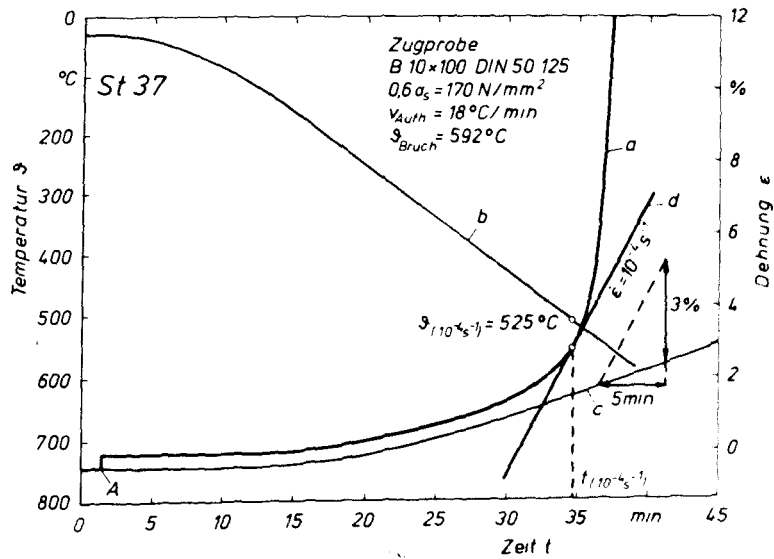


Bild 1: Warmkriechversuch, Schemazeichnung des Versuchsaufbaus

Bild 2: Warmkriechversuch, Prinzip der Meßdaten und Auswertung



2. Parameter und Vorversuche

Die Restfestigkeit eines Stahles nach vorangegangener thermische Beanspruchung wird durch eine Vielzahl von Parametern beeinflusst, von denen als besonders wichtige Einflußfaktoren zu nennen sind:

- chemische Zusammensetzung der Schmelze
- thermische Vorbehandlung
- mechanische Vorbehandlung
- Temperaturgeschichte
- Lastgeschichte (während der Wärmeeinwirkung)
- u.a.

Alle diese genannten Einflußfaktoren fordern für die Bestimmung ihrer quantitativen Zuordnungen eine Vielzahl eigener systematischer Untersuchungen einschließlich verschiedener kombinierter Beanspruchungsfälle, die sowohl durch spezielle Messungen als auch ergänzend durch die Auswertung bekannter Daten von Bauteilversuchen bestimmt werden sollen. Annahmen und Ergebnisse aus der Literatur werden dabei berücksichtigt [1, 2, 3].

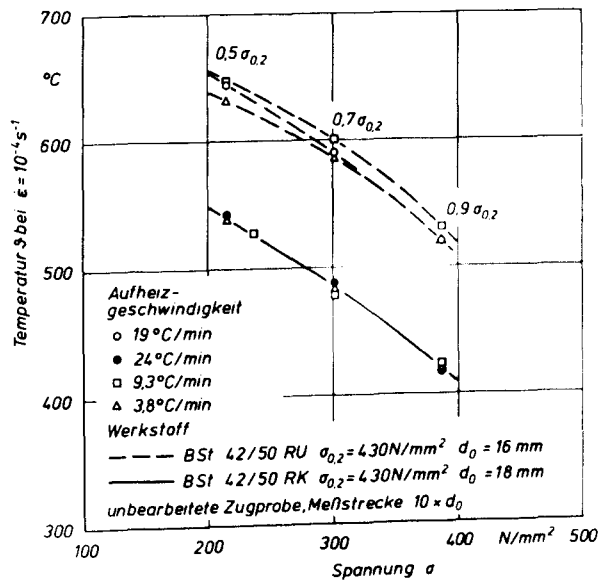
Als Grundlage der experimentellen Untersuchungen wird ein modifizierter Warmkriechversuch gewählt [4], der unter konstant gehaltener Last den Probekörper während des Versuchs mit verschiedenen Aufheizgeschwindigkeiten, Temperaturniveaus, Temperaturstandzeiten und vorgegebenen Abkühlphasen thermisch definiert beansprucht. Bild 1 gibt den schematischen Aufbau der Meß- und Belastungseinrichtung wider; nähere Angaben sind in [5] berichtet. Bild 2 zeigt einen typischen Meßschrieb dieser Versuchsdurchführung; Kurve a kennzeichnet den Verlauf der Gesamtdehnung, wobei A den elastischen Dehnanteil bei Raumtemperatur infolge Aufbringen der konstanten Belastung darstellt, Kurve b kennzeichnet den Temperatur-Zeit-Verlauf, Kurve c die Entwicklung der thermischen Dehnungen. Die Kurve d ist die Tangente an die Dehnungskurve a mit der als Versagenscharakteristikum definierten Steigung $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$.

Aus den elastischen und plastischen Dehnungen, die im Warmkriechversuch - also unter Einschluß des Werkstoffkriechens - gemessen wurden, lassen sich auf das Bauteilverhalten gut übertragbare Werkstoffkenn-

linien, z. B. in der Form von σ - ϵ -Diagrammen, herleiten [6].

Erste Grundlagenenergebnisse zur Resttragfähigkeit von Stählen konnten u. a. aus der gezielten Analyse bereits vorhandener experimenteller Untersuchungen gewonnen werden. Insbesondere zählen dazu Warmkriechversuche an Proben, die entweder unter Temperatur bis zum Versagen geprüft wurden oder die zunächst bis zu 1 % plastischer Dehnung gefahren und dann im wiedererfalteten Zustand einem Zugversuch unterworfen wurden (Bild 3). Zusätzliche Experimente, bei denen unbelastete Proben einer definierten Erwärmungsgeschwindigkeit bis zum Erreichen von vorgegebenen Temperaturmaxima ausgesetzt und danach im wiedererfalteten Zustand einem Zugversuch unterworfen wurden, dienten zur Absicherung dieser Werte. Die Versuche ohne Vorlast dienen gleichzeitig zur Normierung der später durchzuführenden Untersuchungen über den Einfluß des Vorlast-Niveaus.

Bild 3: Einfluß der Herstellungsart (naturhart/kaltverformt) auf die Hochtemperaturfestigkeit von Bewehrungsstählen (Ergebnisse aus Warmkriechversuchen mit unterschiedlichen Vorlasten)



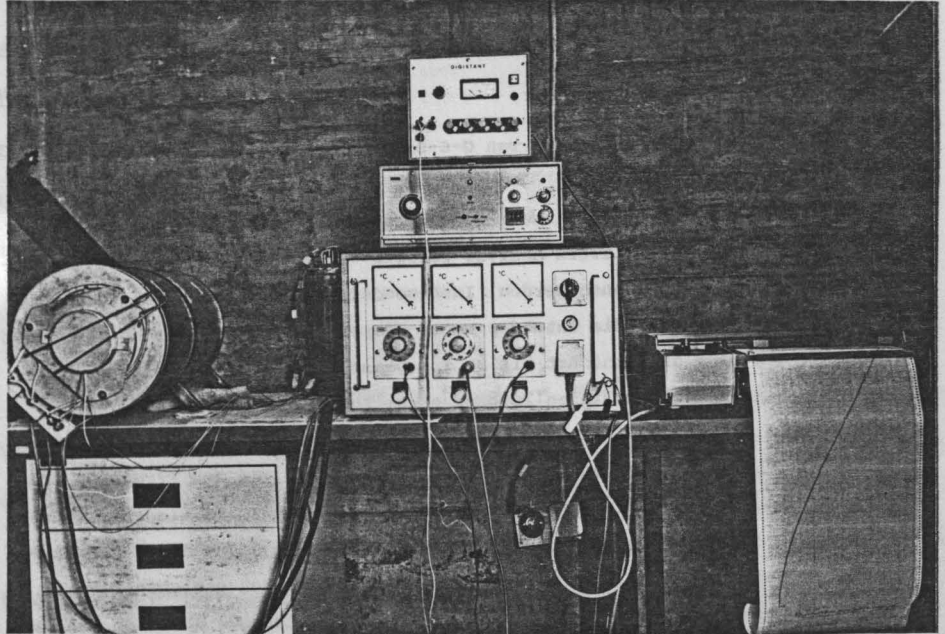


Bild 4: Versuchseinrichtung zur Durchführung von Erwärmungsversuchen (Temperaturgeschichte)

Bild 5: Versuchseinrichtung zur Durchführung von Restfestigkeitsuntersuchungen (Temperatur- und Lastgeschichte)

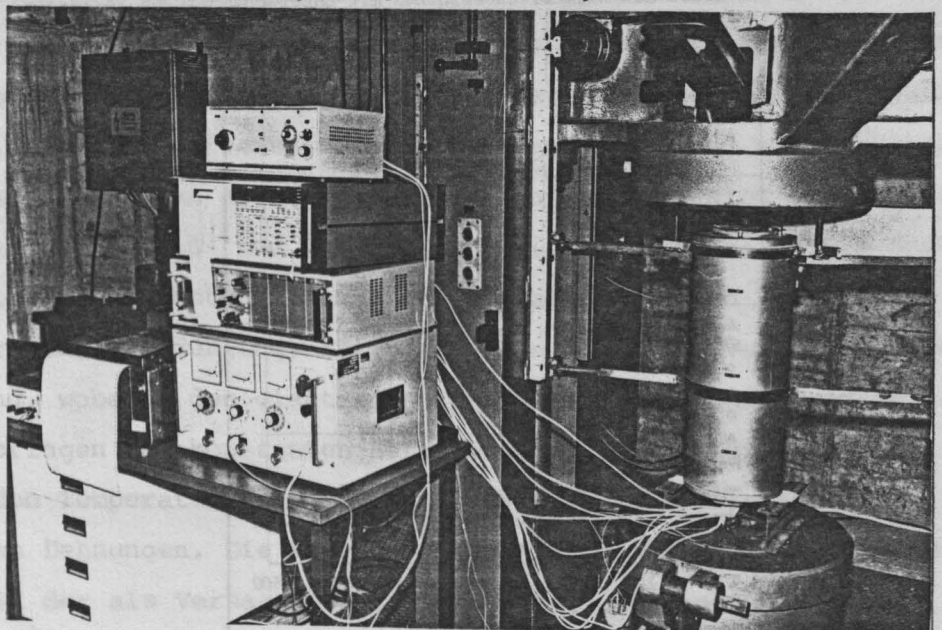


Bild 4 zeigt den Versuchsaufbau für Untersuchungen an unbelasteten Proben. Programmsteuergerät, 3-Zonen-Regelgerät, Schreiber und Thermoelemente am Probestab ergeben zusammen die Soll-Ist-Wert-Regeleinheit zur Steuerung des 3-Zonen-Ofens. Am Probekörper läßt sich ein Temperaturprofil von ± 3 K Abweichung vom Sollwert bis zu einer Probenlänge von 700 mm einstellen. Bild 5 zeigt den Prüfstand für Warmkriechversuche an Beton- und Spannstahlproben mit größerem Querschnitt, die Last kann dabei bis 2000 kN gefahren werden. Bei diesen Versuchen wird zusätzlich ein Meßverstärker für die Lastmessung benötigt und ein Speichergerät für die bis zu 10 Thermomeßstellen an der maximal 1400 mm langen Probe.

3. Ergebnisse der Vorversuche

Im Bericht [5] wurde dargestellt, daß eine starke Kaltverformung zu einer um mehrere Zehnerpotenzen erhöhten Versetzungsdichte und damit zu Verformungsbehinderung und Verfestigung führt. Diese Voraussetzung ist bei kaltgewalzten Betonstählen und kaltgezogenen Spannstählen bereits im Anlieferungszustand gegeben und stellt sich bei hochbelasteten Baustählen durch die zunehmende Gebrauchslastdehnung infolge temperaturbedingten Absinkens der Fließgrenze im Brandfall ein. Schon bereits bei Raumtemperatur kann eine Erweichung des verfestigten Zustands durch Erholung stattfinden, die ohne Keimbildung zu einer Umkristallisation führt. Dies bewirkt ein Herabsetzen des erhöhten Energieniveaus, das sich aus einem Anteil der eingebrachten Verformungsenergie und innerer Reibung zusammensetzt, durch Vernichtung entgegengesetzter Versetzungen. Von primärer Bedeutung ist jedoch die im Brandfall verstärkt aktivierte Rekristallisation auf die Erweichung kaltverfestigter Beton- und Spannstähle. Die Rekristallisation setzt bei einer Temperatur von ca. 40 % der in Kelvin gemessenen Stahltemperatur des Stahles an, d. h. bei ca. 500 °C bei Betonstählen. Dabei bewirkt eine starke Kaltverformung in Verbindung mit Temperaturen in der Nähe der Rekristallisationstemperatur ein feinkörniges Gefüge, darüber hinausgehende Temperaturen ein grobes Gefüge. Betonstähle mit 28 mm \varnothing , die eine sehr hohe Kaltverformung in der Randzone aufweisen, werden in diesem Bereich bei hohen Belastungsgraden und damit niedrigen Temperaturen beim Einsetzen plastischer Dehnungen, feinkörnig rekristallisieren (Bild 6). Bei geringem Belastungsgrad und niedriger Aufheizgeschwindigkeit wird das Versagen durch Entfestigung des Ausgangsgefüges nach ausgeprägtem Kriechen bei hohen Temperaturen stattfinden (Bild 7). Im Vergleich mit

Bild 3 wird deutlich, daß die ausgeprägte Entfestigung der kaltverfestigten Stahlsorten, z. B. BSt 420/500 RK, sich besonders deutlich dann zeigt, wenn man als Vergleichskurve die Temperaturen bei der kritischen Verformungsrate von $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ eines vergleichbaren naturharten Stahles mit gleicher Festigkeit bei Raumtemperatur, z. B. BSt 420/500 RU hinzuzieht [4]. Das Eintreten dieses kritischen Verformungszustandes des kaltverfestigten Stahles bei ca. 100 K niedrigeren Temperaturen als bei naturhartem Stahl führt dazu, daß bereits das 0,5-fache der Dehngrenze $R_{p0,2}$ des kaltverformten Stahles zu gleich kritischen Werten wie das 0,9-fache der Dehngrenze des naturharten Stahles bei erhöhten Temperaturen führt. Ein Verhalten, wie für die Stahlrestfestigkeiten in [3] beschrieben, erscheint damit durchaus realistisch. Zur experimentellen Bestätigung dieses Verhaltens sind entsprechende Restfestigkeitsmessungen an thermisch und mechanisch belasteten Proben in Vorbereitung. Bei diesen Versuchen sollen die Stahlproben bis zu plastischen Dehnungen $< 1 \%$ gefahren und anschließend im Zugversuch geprüft werden.

Schon die bisherigen einfachen Restfestigkeitsuntersuchungen an unbelastet erwärmten Betonstahlproben zeigen eine deutliche Veränderung des Bruchmechanismus nach Einwirkung höherer Temperaturen vom Scherbruch hin zum Mischbruch (Teller-Tasse), vergl. Bilder 8 und 9.

Wesentlich weniger kritisch ist das Verhalten von Baustählen bezüglich Restfestigkeit dann, wenn nicht bereits während der Brandeinwirkung kritische Verformungen entweder aufgrund der herabgesetzten Warmstreckgrenze oder aufgrund von Dehnungen oberhalb der Blausprödigkeit eingetreten sind. Versuche an St 37-2, zuerst im Warmkriechversuch bis 1 % plastische Dehnung gefahren und danach bei Raumtemperatur im Zugversuch geprüft, verzeichnen einen Festigkeitsanstieg bei entsprechend reduzierten Temperaturen (Bild 11); dies gilt besonders für die Streckgrenze bei Versuchen mit höherer Belastung während des Warmkriechversuchs. Die Temperaturzuordnung kann aus Bild 10 entnommen werden. Ursache dieser Verfestigung sind Versetzungsaufstauungen und Versetzungsvervielfachungen durch plastische Verformungen bei hohen Belastungsgraden im Bereich relativ niedriger Temperaturen (Blausprödigkeit). Erwartungsgemäß zeigt die Zuordnung der Rest-Streckgrenze und Rest-Zugfestigkeit zur Temperatur einen Abfall bei höheren Temperaturen im Warmkriechversuch, trotz der nur geringen Belastungsgrade (Bild 12).

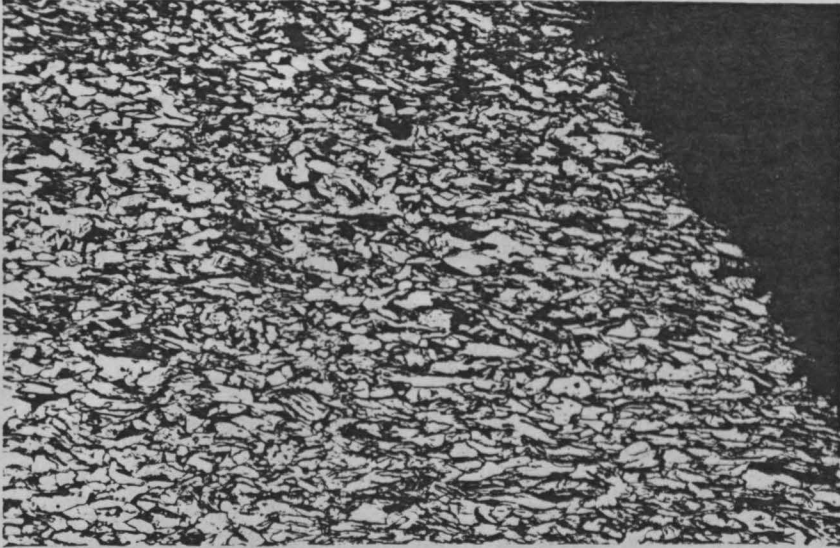


Bild 6: Schliffbild
Randzone eines BST 420/500 RK, \varnothing 28 mm
(Warmkriechversuch bis zum Bruch mit 0,8 $R_{p0,2}$ Last,
 $\dot{T} = 9,4$ K/min, max $T = 489$ °C)

Bild 7: Schliffbild
Randzone eines BST 420/500 RK, \varnothing 28 mm
(Warmkriechversuch bis zum Bruch mit 0,5 $R_{p0,2}$ Last,
 $\dot{T} = 3,6$ K/min, max $T = 576$ °C)



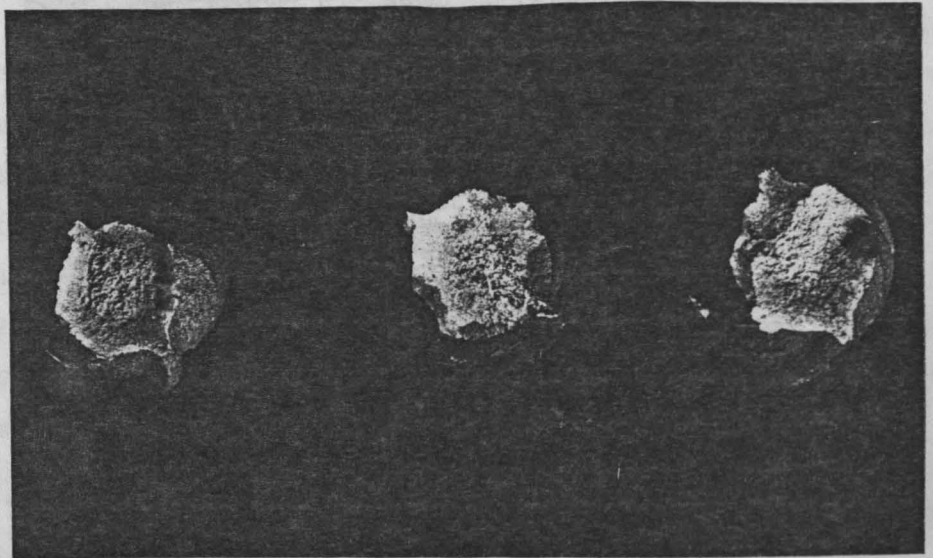
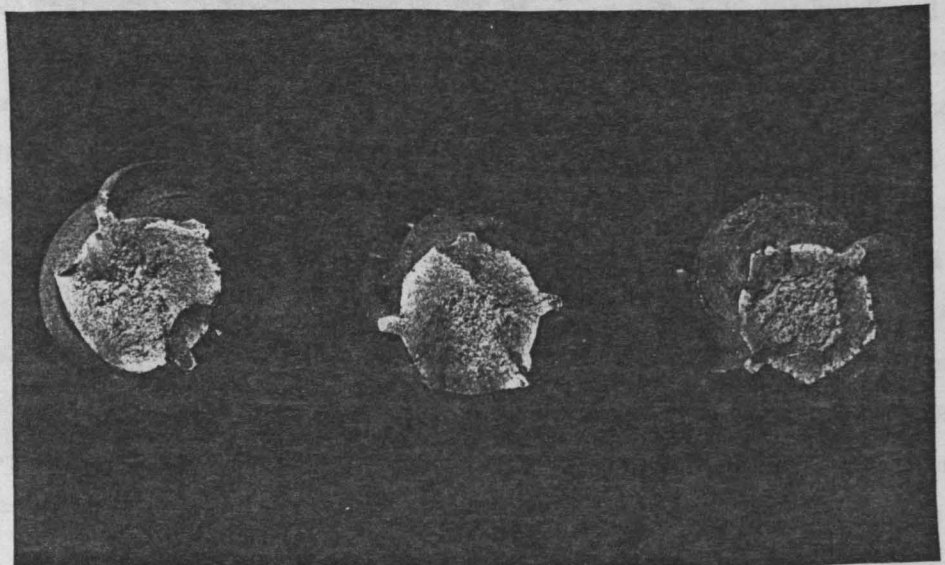


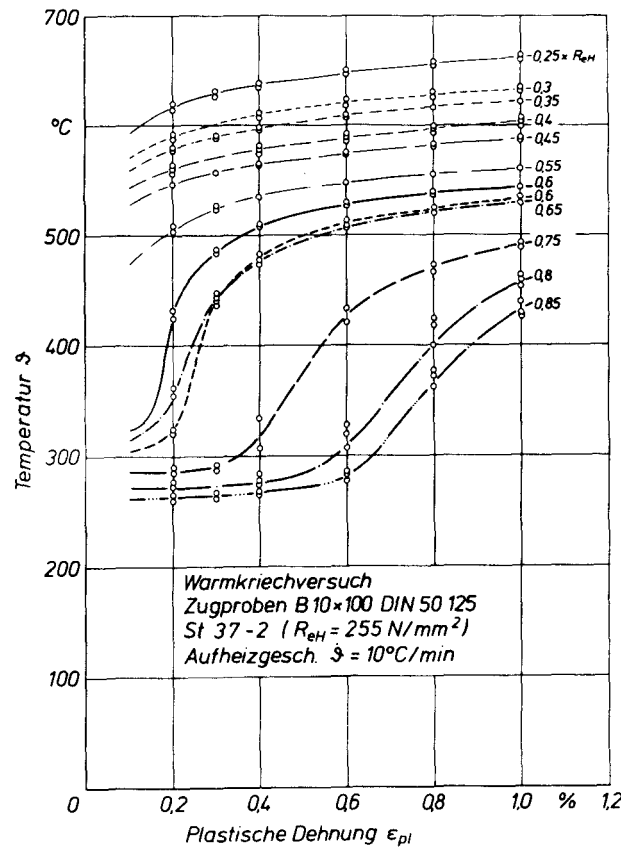
Bild 8: Bruchflächen - BST 420/500 RK, Ø 18 mm
(Zugversuch bei Raumtemperatur nach vorangegangener thermischer Beanspruchung: links - Raumtemperatur, mitte - 496 °C, rechts - 602 °C)

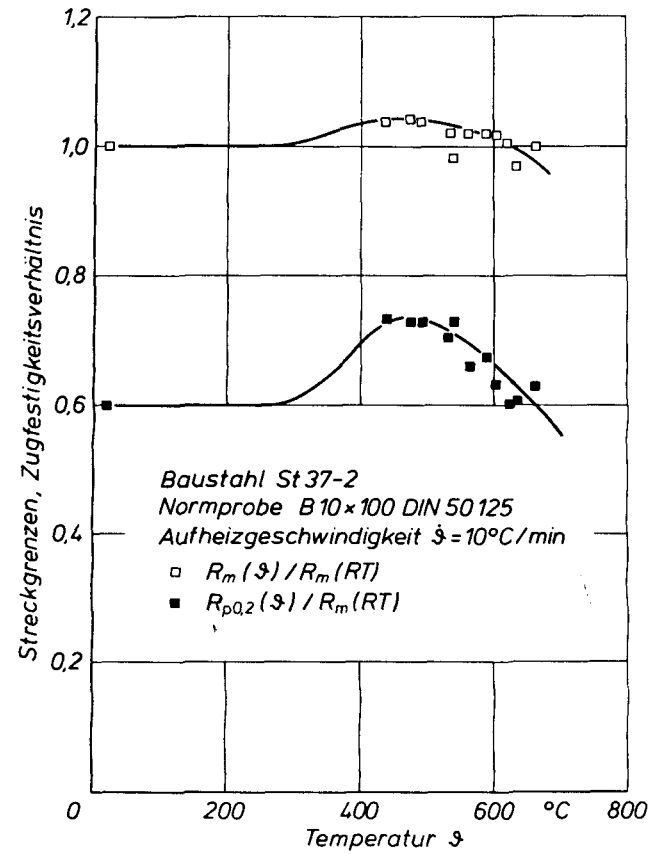
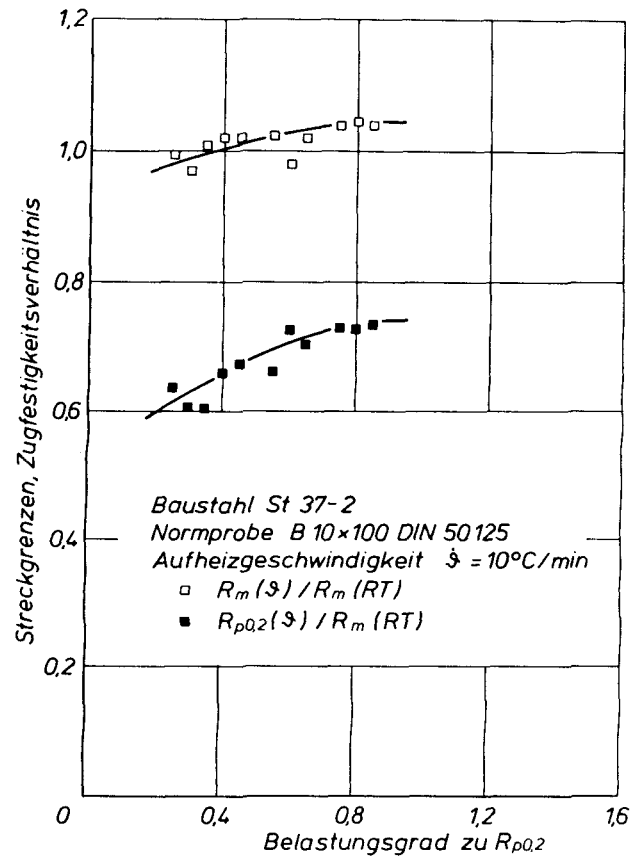
Bild 9: Bruchflächen - BST 420/500 RK, Ø 12 mm
(Zugversuch bei Raumtemperatur nach vorangegangener thermischer Beanspruchung: links - 300 °C, mitte - 496 °C, rechts - 596 °C)



Hier führt die zur Versetzungsbildung parallel ablaufende Rekristallisation zur Erweichung und zu niedrigeren Festigkeitswerten, die allerdings - infolge des hohen Festigkeits-Ausgangsniveaus - nur auf die ehemalige Ausgangsfestigkeit bei Raumtemperatur abfallen; diese Feststellung gilt zunächst bis zu einer Temperatur von max. 700 °C. Die Bilder 13 bis 15 zeigen, daß sich der kaltverfestigte Betonstahl BSt 420/500 RK oberhalb der Rekristallisationstemperatur von $T \approx 500$ °C durch die Keimwirkung der vorhandenen hohen Versetzungsdichte aus dem Kaltwalzvorgang bereits ohne mechanische Belastung während der Temperatureinwirkung entfestigt und die Restfestigkeit bis auf Werte von 85 % Ausgangsfestigkeit bei Raumtemperatur absinken. Eine bedeutend

Bild 10: Warmkriechverhalten von St 37-2





Bilder 11 - 12: Restfestigkeiten von St 37-2

Bild 11: Vorlastabhängigkeit (Temperaturzuordnung entsprechend Bild 10 für 1 % plastische Dehnung)

Bild 12: Temperaturabhängigkeit (Vorlastzuordnung entsprechend Bild 10 für 1 % plastische Dehnung)

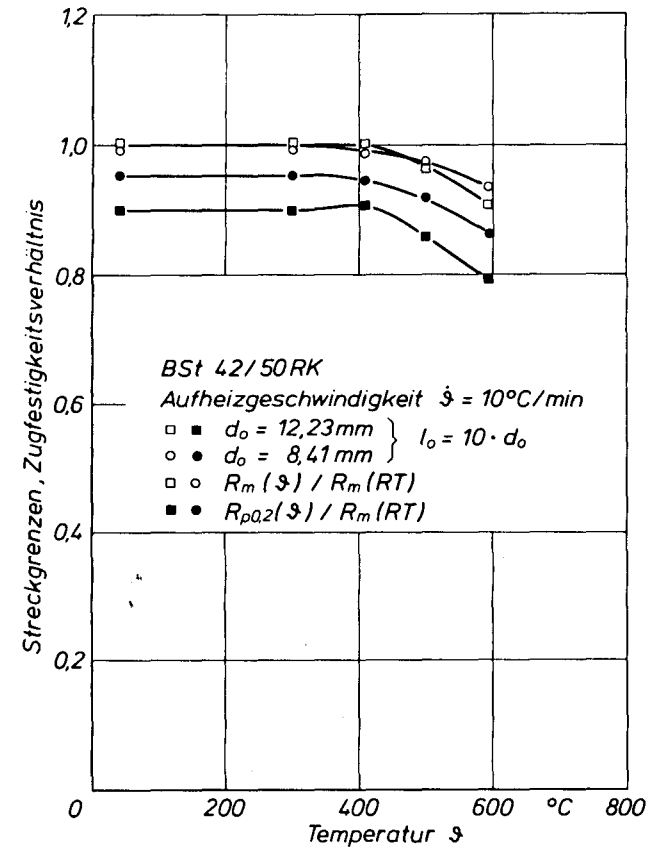
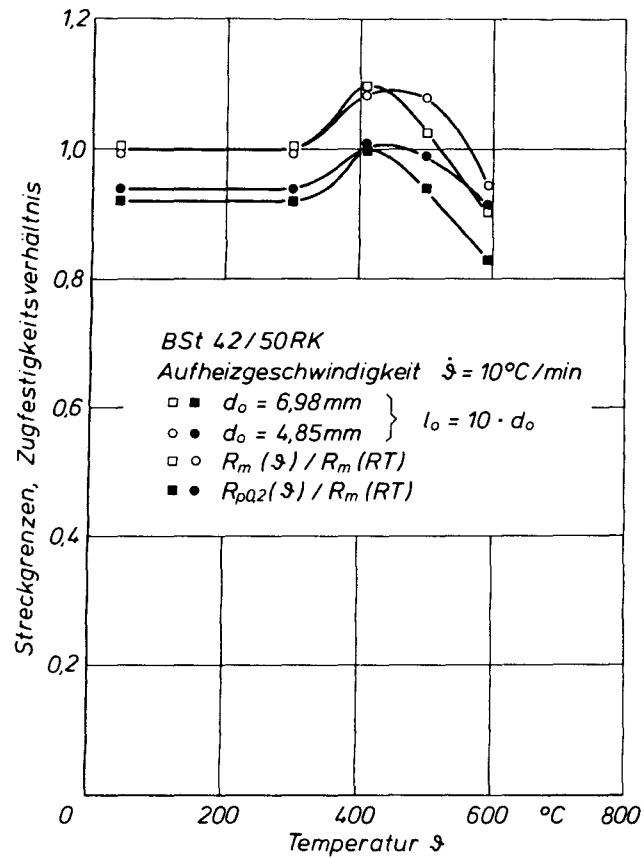
stärker ausgeprägte Erweichung ist bei zusätzlicher Einwirkung von Gitter-Verspannungen durch äußere Lasten und plastische Verformungen zu erwarten, wenn man die festgestellten Unterschiede in den Festigkeitsveränderungen der kaltverfestigten gegenüber den naturharten Betonstählen im Warmkriechversuch berücksichtigt.

Wie Bild 16 zeigt, sind im Bereich verminderter Festigkeit noch gute Verformungseigenschaften erreicht worden, wobei der starke Anstieg der Einschnürung auf eine Verringerung der Dehnungsanteile hindeutet. Allerdings kann diese Tendenz bei hohen Belastungsgraden durch einen veränderten Rekristallisationsgrad bedeutend verschoben werden, bis hin zur entgegengesetzten Tendenz.

4. Ausblick

Die bisherigen Untersuchungen zur Festigkeitsminderung von Stählen deuten auf sehr komplexe, sich wechselseitig beeinflussende Parameterabhängigkeiten hin. Insbesondere kommt der Kopplung Lastgeschichte/Temperaturgeschichte dominierende Bedeutung zu. Zur Klärung dieser Interaktion sind, neben einigen Ergänzungsversuchen zu den eingangs genannten Parameterabhängigkeiten, entsprechend differenzierte Untersuchungen geplant.

Ziel der Gesamtuntersuchungen ist die Erarbeitung von realistischen Kenngrößen zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Stählen nach vorangegangener Brandeinwirkung. Diese Informationen sind sowohl aus sicherheitstheoretischen als auch ökonomischem Interesse erforderlich, um die Beurteilung brandgeschädigter Bauwerke auf eine abgesicherte und wirklichkeitsnahe Grundlage stellen zu können. Die Anwendbarkeit der hierbei zu formulierenden Stoffwerte soll sowohl durch begleitende Bauteilversuche verifiziert als auch durch Einbindung in eine numerische Rest-Traglastanalyse von Bauteilen verallgemeinert werden.



Bilder 13 - 14: Restfestigkeiten von BST 420/500 RK ohne Vorlast
(Variation des Stabdurchmessers)

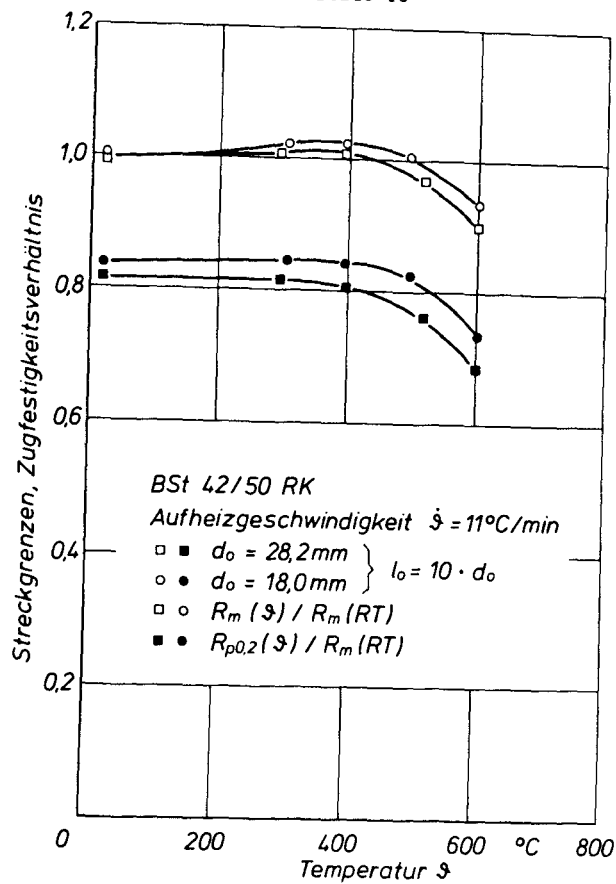
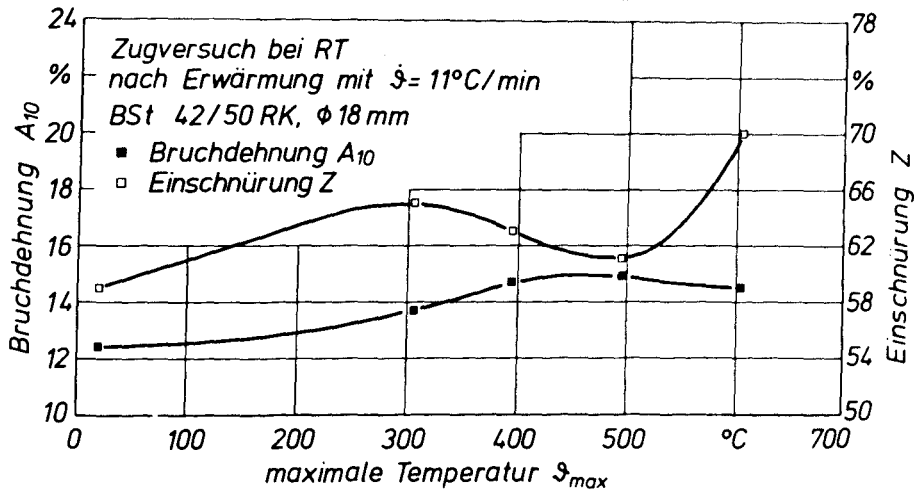


Bild 15: Restfestigkeiten von BSt 420/500 RK ohne Vorlast

Bild 16: Verformungsverhalten von BSt 420/500 RK ohne Vorlast



5. Literatur

- [1] van Acker, A., et al.: Internationale Erfahrungen mit Beton im Brandschutz; CEMBUREAU-Bericht/FIP, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1979.
- [2] Pettersson, O.: Post-behaviour of structures subjected to fire; Colloquium Inter-Association, Behaviour in Service of Concrete Structures, Topic I.4, Liege University, 1975.
- [3] Klingsch, W.: Traglastanalyse brandbeanspruchter tragender Bauteile; Forschungsbeiträge für die Baupraxis (Kordina-Festschrift), Verlag Ernst & Sohn, 1979.
- [4] Ruge, J.; Winkelmann, O.: Verfahren zur Bestimmung eines kritischen Kennwertes für den Fall instationärer Erwärmung bei Simulation einer Brandbelastung von Stahl; Materialprüfung 19, Nr. 8, 1977.
- [5] Ruge, J., Winkelmann, O.: Verformungsverhalten von Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen; Forschungsbericht B 4, SFB 148, Technische Universität Braunschweig, 1977.
- [6] Ruge, J., Winkelmann, O.: Verformungsverhalten von Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen; Forschungsbericht B 4, SFB 148, Technische Universität Braunschweig, 1980.

Erprobung von

Hochtemperatur-Dehnmeßstreifen

von

Dipl.-Ing. Ekkehard Richter

Dipl.-Ing. Helmut Sager

Inhalt

Seite

1. Ausgangssituation.....	2
2. Untersuchungen und Ergebnisse.....	4
2.1 Allgemeines.....	4
2.2 Untersuchung des Einflusses der Applikation der HT-DMS auf den Spannstahl.....	5
2.3 Bestimmung des K-Faktors.....	6
2.4 Bestimmung der 'BOW'-Kurve.....	6
2.5 Untersuchung der Einsatzmöglichkeiten bei der Prüfung von Stahlbeton-Spannbetonbau- teilen.....	7
2.6 Zusammenfassung.....	8
3. Offene Fragen und Ausblick.....	8
4. Literatur.....	10

1. Ausgangssituation

Die Aussagefähigkeit experimenteller Untersuchungen thermisch beanspruchter Probekörper wird im hohen Maß von der Meßgenauigkeit bestimmt, mit der die zeitabhängigen Verformungsänderungen während der Brandbeanspruchung aufgenommen werden können.

Bei labormäßigen Untersuchungen an kleinen Probekörpern erlauben das annähernd homogene Temperaturfeld und die relativ kleinen Versuchsofen den Einsatz von Meßmethoden, die ihre Meßwerte an der Probenoberfläche aufnehmen und sie anschließend durch Parallelenksysteme an die außerhalb des Ofens angeordneten Registriergeräte weitergeben [1].

Für Probekörper mit bauteilüblichen Abmessungen können diese Meßmethoden nicht mehr angewendet werden. Die relativ massigen Bauteilquerschnitte zeigen bei der Erwärmung i.a. einen deutlichen Temperaturgradienten über die Querschnittsfläche. Außerdem erschweren die großen Brandkammerabmessungen eine direkte Dehnungsaufnahme am Bauteil. In [2] werden Messungen erwähnt, die mit Setzdehnungsmessern auf der relativ lang kühl bleibenden Balkenoberseite ausgeführt wurden. Die Ergebnisse werden jedoch als nicht sehr vertrauenswürdig bezeichnet, weil für die Messung nur wenig Zeit zur Verfügung steht. Außerdem können aus diesen oberflächenseitig aufgenommenen Werten nur sehr begrenzte Aussagen über das Dehnungs-Spannungs-Verhalten im Querschnittsinnen abgeleitet werden.

Beobachtungen zur Beurteilung des Verformungsverhaltens während des Brandverlaufs beschränken sich z.Z. auf die Registrierung von Durchbiegungen und Auflagerbewegungen. Zusätzliche Informationen über den Dehnungszustand zum Versagenszeitpunkt werden durch die Begutachtung der Bruchquerschnitte am wiedererkalteten Bauteil erlangt (z.B. Bruch der Stahleinlagen). Im Vergleich zu den umfangreichen Messungen

und Beobachtungen bei experimentellen Untersuchungen bei Raumtemperatur, sind die entsprechenden Möglichkeiten bei Brandversuchen gering. Dies wirkt sich erschwerend für die Entwicklung von Modellen zur Beschreibung der Tragwirkung aus, sowie bei der Überprüfung und Bestätigung von theoretischen Überlegungen.

Für die Verformungsmessung brandbeanspruchter Bauteile müssen zusätzlich zu den Anforderungen bei Raumtemperatur zwei weitere Bedingungen erfüllt werden: die Meßwerte müssen kontinuierlich aufgenommen werden, und die Meßpunkte müssen im Querschnittsinnen angeordnet sein. Die erste Forderung folgt aus der funktionalen Kopplung der Versuchsparameter: Belastung - Temperatur - Zeit. Es ist nicht möglich, den Versuchsaufbau zur Aufnahme von Meßwerten während besonders interessanter oder kritischer Versuchsphasen zu stoppen oder zu verlangsamen. Die Notwendigkeit der zweiten Forderung wird deutlich, wenn man berücksichtigt, daß z.B. oberflächenseitig auftretende Risse während des weiteren Brandablaufs infolge der anwachsenden thermischen Ausdehnung wieder kleiner werden können, teilweise sich sogar vollkommen schließen.

Zur Überwindung der beschriebenen Schwierigkeiten wurden erste Tastversuche durchgeführt, bei denen in einem längsseitig aufgetrennten Bewehrungsstab zwei Hochtemperatur-Freigitter-Dehnungsmeßstreifen LF 30 (Firma Hottinger Baldwin Meßtechnik GmbH) zur Aufnahme der Lastdehnungen und zur Temperaturkompensation eingebaut wurden. Durch Anordnung der DMS im Bewehrungsstabinneren wurde der gegenüber mechanischen Beanspruchungen empfindliche Applikationsbereich geschützt. Als entscheidende Schwachstelle erwiesen sich in den thermisch beanspruchten Betonprobekörpern die nicht feuchtigkeitsisolierten Hochtemperatur-Anschlußkabel.

Im folgenden Beitrag wird über die Erprobung von temperaturkompensierten, feuchte- und dampfgeschützten Hochtemperatur-Dehnungsmeßstreifen (HT-DMS) berichtet, die für die Messungen

bei instationärer Temperatur im feuchten Medium Beton geeignet scheinen.

2. Untersuchungen und Ergebnisse

2.1 Allgemeines

Um die Verwendbarkeit der Hochtemperaturdehnungsmeßstreifen (HT-DMS)[†] bei der Untersuchung von brandbeanspruchten Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen beurteilen zu können, sind Angaben über das temperaturabhängige Materialverhalten des Stahles erforderlich. Abb. 2.1 zeigt, daß der E-Modul des verwendeten Spannstahls St 1470/1670, gerippt, \varnothing 7,5 mm bis 300°C linear auf rd. 90 % des Ausgangswertes abfällt; ab 300°C nimmt die Erweichung des Materials progressiv zu. Bei 600°C werden nur noch rd. 35 % des Vergleichswertes bei Raumtemperatur erreicht.

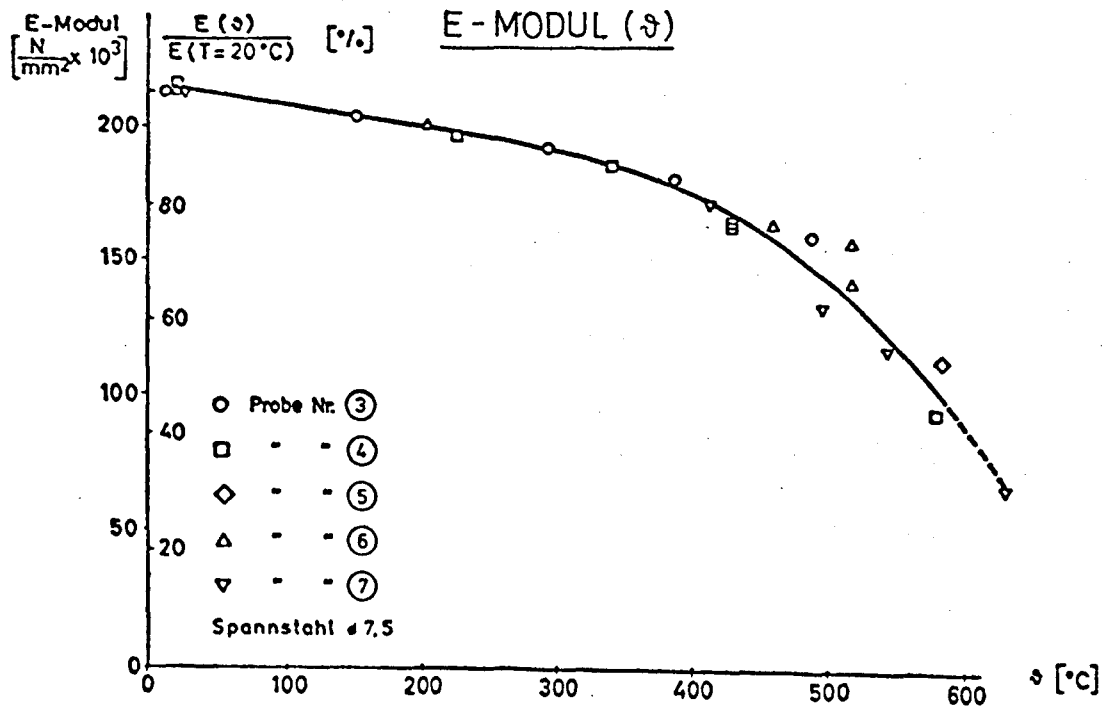


Abb. 2.1 E-Modul des verwendeten Spannstahls

Zur werksseitigen Temperaturkompensation des HT-DMS ist der mittlere thermische Ausdehnungskoeffizient des zu untersuchenden Materials über den zu kompensierenden Bereich erforderlich. Er beträgt für den verwendeten Spannstahl $12,5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

[†] HT-DMS: SG 425, Micro-Epsilon, Messtechnik

2.2 Untersuchung des Einflusses der Applikation der HT-DMS auf den Spannstahl

Die HT-DMS werden mittels Widerstandspunktschweißen aufgepunktet. Bei ordnungsgemäßer Anwendung (10Ws und 1-1,5 kp Auslösedruck) sollen die Schweißpunkte einen Durchmesser von 0,5 mm und eine Eindringtiefe von rd. 50 µm haben; der Abstand der Schweißpunkte soll 0,75 mm betragen.

Der Einfluß des aufgepunkteten Trägermaterials des HT-DMS auf das Spannungs-Dehnungsverhalten und das Bruchverhalten des Spannstahles wurde untersucht. Zur Aufnahme der σ - ϵ -Linien wurden auf dem Trägermaterial und der gegenüberliegenden Seite normale DMS appliziert.

In Abb. 2.2 ist den mittleren Spannungs-Dehnungslinien aus drei Versuchen die des unbehandelten Spannstahls gegenübergestellt. Aufpunktung und Trägermaterial bringen eine geringe Erhöhung der Steifigkeit des 7,5 mm dicken Stabes. Der Bruch trat bei einem Versuch im geschweißten Bereich ein.

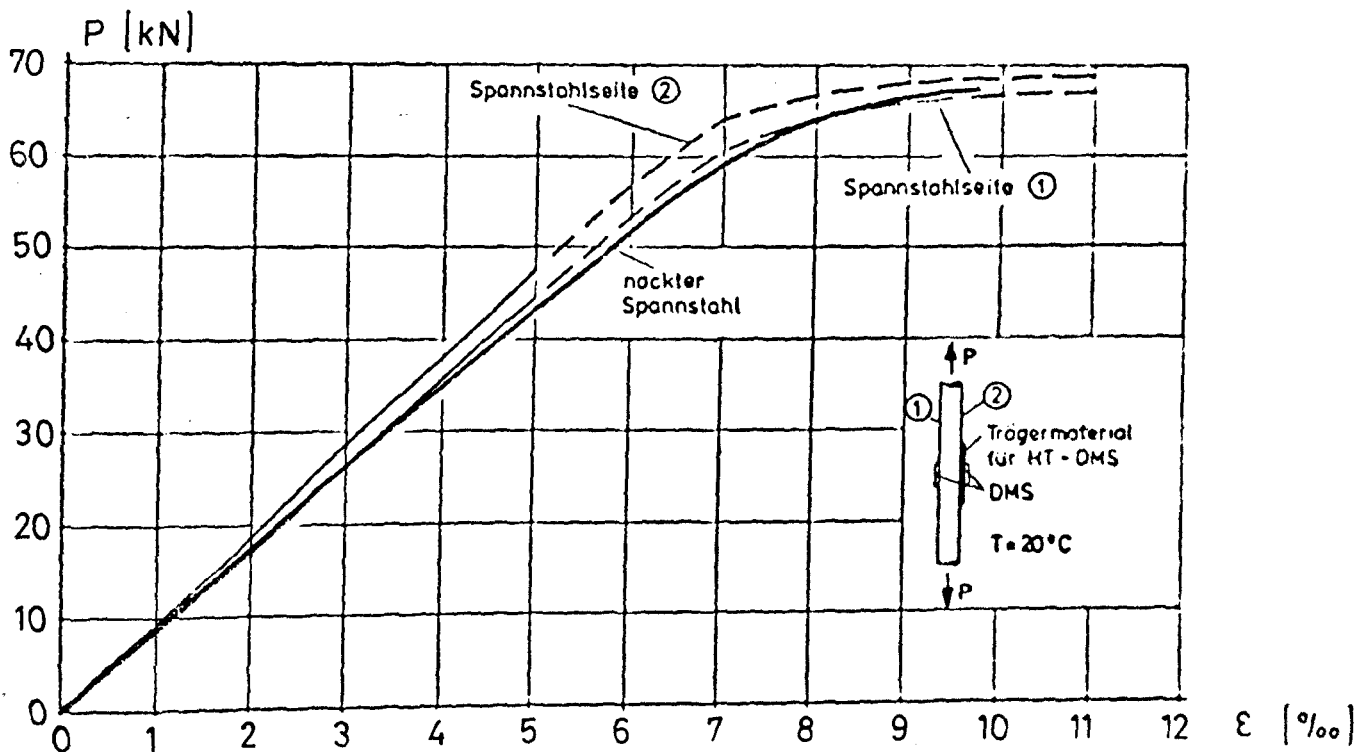


Abb. 2.2 Vergleich der P- ϵ -Linien mit/ohne Trägermaterial

2.3 Bestimmung des K-Faktors

Die Platin-Wolfram-Legierung der Meßdrähte des HT-DMS ermöglicht keine direkte elektrische Temperaturkompensation. Sie wird schaltungstechnisch erreicht, durch das Einbringen eines Kompensationswiderstandes in den Brückenschaltkreis, bei Ergänzung der HT-DMS-Halbbrücke zur Vollbrücke. Da die zur Verfügung gestellten HT-DMS nicht voll auf den Spannstahl abgestimmt waren, mußte beim Nullpunktabgleich der K-Faktor der HT-DMS durch Vergleich mit einem gegenübergeklebten Normal-DMS bestimmt werden. Der K-Faktor war bei jedem der drei untersuchten HT-DMS unterschiedlich und lag zwischen 3.80 und 4.20. Bei Angabe der exakten Materialwerte wird der K-Faktor durch die Lieferfirma angegeben. Der K-Faktor ist temperaturabhängig. Die prozentuale Abnahme beträgt 3,33 %/100°C

2.4 Bestimmung der 'BOW'-Kurve

Die HT-DMS sind für den mittleren Temperatur-Ausdehnungskoeffizienten kompensiert. Bei der Aufheizung ohne Last muß somit in den übrigen Temperaturbereichen ein Dehnwertsignal abgegeben werden. Die scheinbaren Dehnungen - 'BOW'-Kurve - des untersuchten HT-DMS sind in Abb. 2.3 dargestellt.

Der HT-DMS wurde dreimal mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 4 K/min auf rd. 450°C aufgeheizt. Es ist festzustellen:

- 1) nach dem ersten Abkühlen bleibt bei dem untersuchten Spannstahl eine Restdehnung
- 2) die zweite und dritte 'BOW'-Kurve unterscheiden sich stark von der ersten; die scheinbaren Dehnungen sind geringer
- 3) nach dem ersten Aufheizen ist für die folgenden 'BOW'-Kurven eine gute Reproduzierbarkeit gegeben.

Der Unterschied von der ersten zur zweiten 'BOW'-Kurve ist auf die Entfestigung des Spannstahls bei steigender Tempe-

ratur zurückzuführen. Es scheint somit erforderlich zu sein, eine von den Materialeigenschaften abhängige 'BOW'-Korrekturkurve zu bestimmen. Eine Nebenuntersuchung ergab, daß bei höheren Aufheizgeschwindigkeiten die 'BOW'-Kurve zwar flacher verlief, aber gleiche Endwerte, sowohl bei 450°C als auch nach der Abkühlung erreichte.

Bei exakter Abstimmung des HT-DMS auf das Untersuchungsmaterial, kann der Meßfehler aus der Temperaturkompensation auf $\pm 0,5 \%$ begrenzt werden.

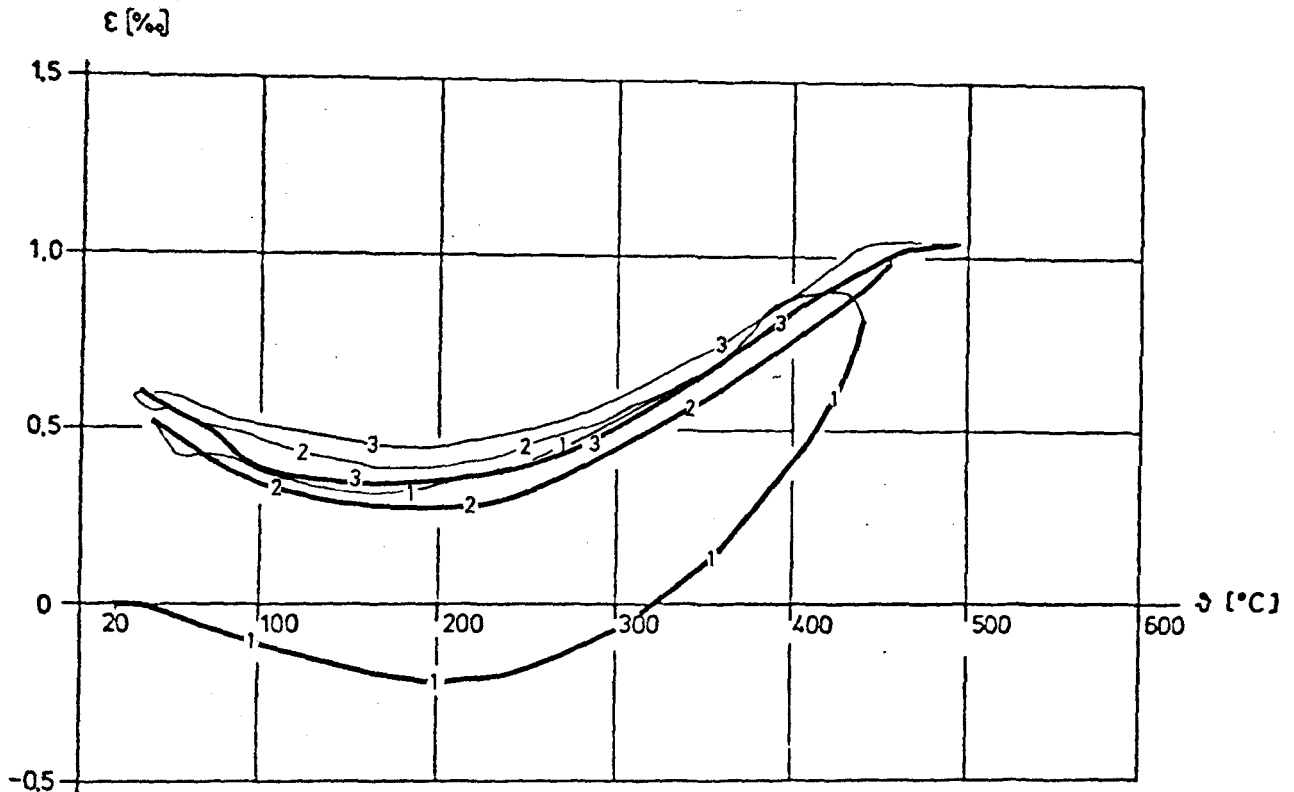


Abb. 2.3 'Bow'-Kurve bei $\dot{\theta} = 4 \text{ } ^\circ\text{C/min}$

2.5 Untersuchung der Einsatzmöglichkeit bei der Prüfung von Stahlbeton-Spannbetonbauteilen

In Abb. 2.4 sind die durchgeführten Versuche dargestellt. Nach zweimaligem Aufheizen, zur Bestimmung der 'BOW'-Kurve, wurde der Stab einbetoniert. Kurve drei zeigt die Dehnungen beim Aufheizen mit Betonummantelung. Durch die mittige Anordnung des DMS haben die unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Beton und Stahl keinen Einfluß auf das Dehnverhalten. Die so ermittelte 'BOW'-Kurve gleicht der zweiten. Ein viertes Aufheizen unter konstanter Last zeigte,

daß der DMS auch hier einwandfrei arbeitete. Die ab rd. 300°C auftretende starke Dehnungszunahme ist auf die Abnahme des E-Moduls ab 300°C zurückzuführen. Das Versagen trat bei 350°C kurz oberhalb des Betonzylinders ein.

Die Untersuchung zeigte, daß die HT-DMS auch nach den Betonierarbeiten und unter Heißdampf voll funktionsfähig bleiben. Auch nach einer dreimaligen Aufheizung des HT-DMS auf rd. 450°C werden die Dehnungen des Stahls exakt ermittelt. Der HT-DMS lieferte über die angegebene Meßbereichsgrenze von 6 % hinaus bis nahezu 13 % Meßwertergebnisse.

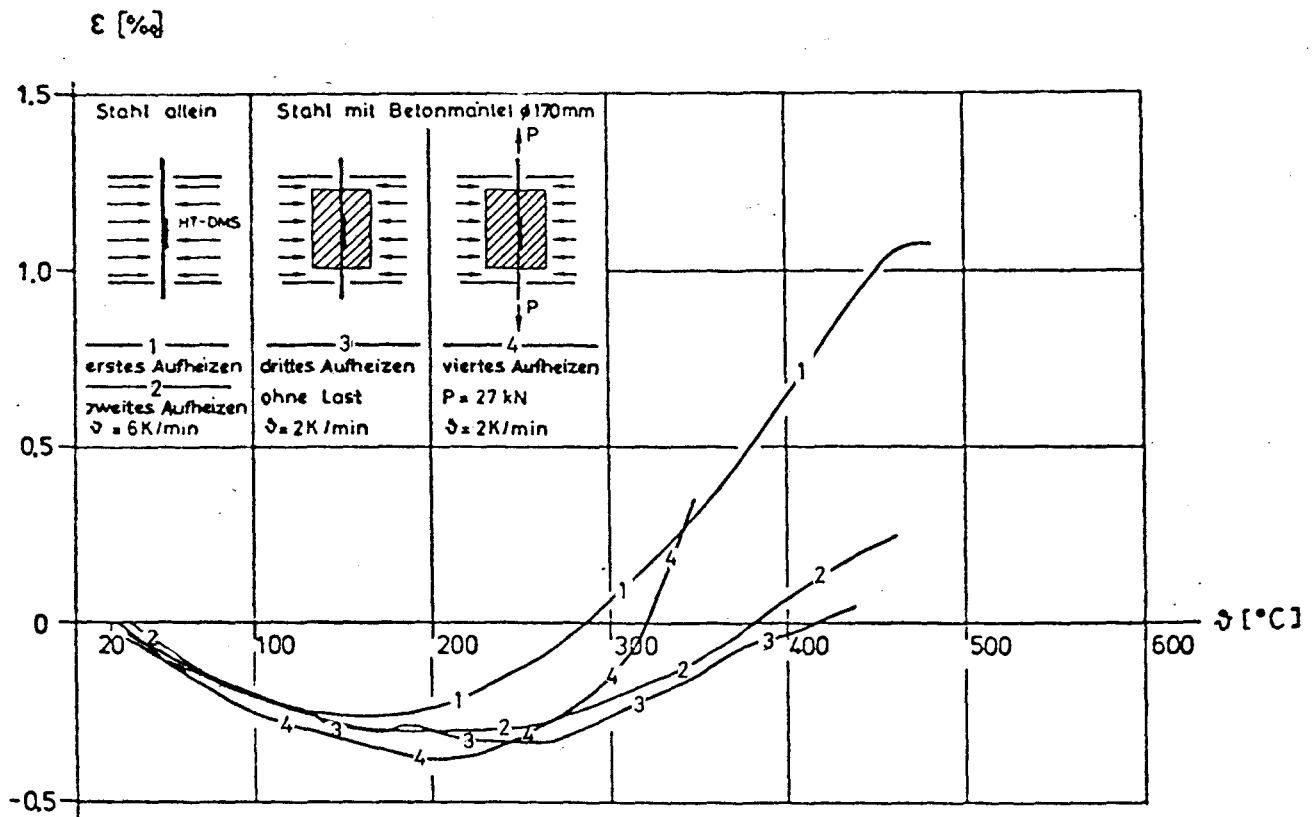


Abb. 2.4 Aufheizkurven

2.6 Zusammenfassung

Mit den untersuchten Hochtemperatur-Dehnmeßstreifen wird es möglich sein, in einem brandbeanspruchten Stahlbeton-Spannbetonbauteil direkt die Stahldehnung kontinuierlich zu messen. Die ermittelten Dehnungskurven sind jedoch anhand von Eichkurven zu korrigieren. Die Eichkurven müssen die temperaturabhängige K-Faktorveränderung, die 'BOW'-Kurve sowie die sich aus der Entfestigung des Stahles ergebende Dehnungsänderung enthalten.

Aus den so korrigierten Dehnungen können unter Berücksichtigung des temperaturabhängigen E-Moduls die im Stahl vorhandenen Spannungen ermittelt werden.

3. Offene Fragen und Ausblick

Die erprobten HT-DMS bieten die Möglichkeit, in brandbeanspruchten Bauteilen die Dehnungsentwicklung an ausgezeichneten Punkten der Bewehrung zu messen. Aufgrund des hohen Anschaffungspreises muß ihr Einsatz auf Bauteile beschränkt bleiben, für die die bisher angewandten Beobachtungskriterien nicht ausreichen bzw. eine nur ungenügende Kontrolle der Vergleichsberechnungen und Theoriebildung erlauben. Zu nennen wären in dieser Hinsicht Spannbetonbalken, bei denen die für das Tragverhalten wichtige Veränderung des durch die Vorspannung hervorgerufenen Eigenspannungszustandes untersucht werden soll. Außerdem erscheint der Einsatz der HT-DMS zur Klärung des komplexen Tragverhaltens von brandbeanspruchten Platten gerechtfertigt.

Parallel zu diesen Anwendungen in Großversuchen sollen Möglichkeiten zur Wiedergewinnung und einfacheren Eichung mit Klemmbacken-Kompensations-Geräten untersucht werden.

4. Literatur

- 1 Rostásy, F.S., Sager, H.
Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen
SFB-Arbeitsberichte 1978-80, Teilprojekt B 5
- 2 Krampf, L.
Untersuchungen zum Schubverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonbalken
Forschungsbeiträge für die Baupraxis, Kordina-Festschrift, Verlag Ernst & Sohn, 1979 CIB W 14/80/53 (D)

Hochtemperaturverhalten von Bauteilen
aus Konstruktionsleichtbeton

von

Dr.-Ing. Ataman Haksever
Priv.-Doz. Dr.-Ing. Ulrich Schneider

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Seite
1. Einleitung	2
1.1 Allgemeines	2
1.2 Problemstellung	2
2. Materialeigenschaften von Leichtbeton bei hohen Temperaturen	3
2.1 Grundlagen der Temperaturberechnung	3
2.2 Berechnete Bauteiltemperaturen	4
2.3 Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Leichtbeton bei hohen Temperaturen	7
3. Rechnerische Untersuchungen an Leichtbetonbauteilen unter Normbrandbeanspruchung	14
3.1 Allgemeines	14
3.2 Leichtbetondruckglieder	14
3.3 Vergleich von Leicht- und Normalbetondruckgliedern . . .	18
3.4 Rahmenstützen aus Leichtbeton	21
4. Zusammenfassung	23
5. Literaturverzeichnis	23

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Für bestimmte Bauwerksausführungen sind das vergleichsweise hohe Eigengewicht und die geringe Wärmedämmung des Normalbetons nachteilig, woraus sich u. U. unwirtschaftliche Konstruktionen ergeben. Dieser Sachverhalt hat zur Entwicklung des Konstruktionsleichtbetons geführt. Da der Zuschlag im Mittel ca. 70 Vol.-% eines Betons üblicher Zusammensetzung ausmacht, erschien es zweckmäßig und wirtschaftlich, das Gewicht des Betons durch leichte Zuschläge zu reduzieren, wobei vor allem künstliche Zuschläge wie Blähton und Blähschiefer zur Anwendung kommen.

Es gibt verschiedene Möglichkeiten und Verfahren für die Herstellung von Leichtbeton, worauf hier jedoch nicht weiter eingegangen wird. Nach DIN 1045 wird unter Leichtbeton ein Beton mit einer Rohdichte von höchstens 2000 kg/m^3 verstanden. Mit wachsender Gewichtsersparnis ergibt sich bei Leichtbeton tendenzmäßig eine gleichermaßen nachlassende Festigkeit. Die derzeit üblichen Konstruktionsleichtbetone mit Rohdichten von $1500 - 1900 \text{ kg/m}^3$ erreichen jedoch ohne Schwierigkeiten die im Massivbau üblichen Betongüten B 25 und B 35. An solche Betone mit haufwerksporigem Gefüge können somit wesentlich höhere Festigkeitsanforderungen gestellt werden als an wärmedämmende Leichtbetone, die unter den Bezeichnungen Gas- und Schaumbeton bekannt sind. In diesem Beitrag werden Ansätze und Methoden beschrieben, die zur Berechnung von Bauteilen aus Konstruktionsleichtbeton mit Blähtonzuschlägen mit Rohdichten von 1700 kg/m^3 und 28-Tage-Würfelfestigkeiten von etwa 35 N/mm^2 entwickelt wurden.

1.2 Problemstellung

Ausreichende Kenntnisse über die Materialeigenschaften von Leichtbeton bei hohen Temperaturen sind die Grundlagen für theoretische Untersuchungen und Berechnungen. Im folgenden werden zunächst die damit zusammenhängenden Fragen erörtert. Insbesondere wird auf die im Brandfall nicht ausschließlich vorteilhaften wärmedämmenden Eigenschaften von Konstruktionsleichtbetonen eingegangen. Die temperaturabhängigen Festigkeitskennwerte des Leichtbetons werden mit den Kennwerten von Normalbeton mit quarzitischen Zuschlägen verglichen.

Daran anschließend wird über rechnerische Traglastuntersuchungen an Leichtbetonstützen und -rahmen berichtet. Die Traglastberechnungen wurden experimentell gewonnenen Untersuchungsergebnissen des SFB gegenübergestellt und diskutiert. Weiterhin wird die Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer von den Wärmedämmeigenschaften am Beispiel von Stützen behandelt.

2. Materialeigenschaften von Leichtbeton bei hohen Temperaturen

2.1 Grundlagen der Temperaturberechnung

Über die rechnerische Erfassung der Temperaturentwicklung an Bauteilen unter Brandbeanspruchung ist bereits mehrfach berichtet worden [1], so daß hier darauf nur kurz eingegangen wird. Vor allem ist die Frage der einzuführenden Materialkennwerte wie Temperatur- und Wärmeleitfähigkeit zu behandeln. Die Lösung der maßgebenden Fouriergleichung ohne Wärmesenken

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \right) + \frac{d}{dT} \left(\frac{\partial T}{\partial x} \right)^2, \quad (2.1)$$

die hier für den eindimensionalen Temperaturfall angegeben ist, erfolgt zweckmäßigerweise nach einem Differenzen- oder Finiteelementverfahren. Bei komplizierten Querschnittsformen und mehrschichtigen Bauteilen mit stark unterschiedlichen Temperaturkennwerten (Verbundbauteile) hat die Methode der finiten Elemente Vorteile [2], wohingegen das Differenzenverfahren bei gewöhnlichen Quadrat- oder Rechteckquerschnitten aufgrund der geringeren Rechenzeiten zu bevorzugen ist. Im Abschnitt 2.2 sind zwei Beispiele aufgeführt, in denen jeweils eine der beiden genannten Methoden zur Anwendung kam.

Man kann davon ausgehen, daß sich in Normbrandversuchen für Leichtbeton- und Normalbetonbauteile etwa die gleichen thermischen Randbedingungen einstellen, so daß zur Lösung der Gleichung (2.1) diesbezüglich keine baustoffspezifischen Einflüsse zu berücksichtigen sind. In den thermischen Kennwerten sind demgegenüber jedoch erhebliche Unterschiede vorhanden. Bild 1 zeigt zunächst die Temperaturleitzahlen und Wärmeleitfähigkeiten von trockenen Konstruktionsleichtbetonen als Funktion

der Temperatur. Der Streubereich der Meßwerte umfaßt Leichtbetone mit Rohdichten von 1300 kg/m^3 bis 1700 kg/m^3 , wobei die obere Grenzkurve tendenzmäßig den Leichtbetonen mit der großen Rohdichte zuzuordnen ist. Aus den Messungen geht hervor, daß die "trockenen" Materialkennwerte des Leichtbetons nur geringfügig von der Temperatur abhängen, so daß bei brandschutztechnischen Berechnungen u.U. mit konstanten Kennwerten gerechnet werden kann. In der vorliegenden Untersuchung wurden Materialkennwerte angenommen, die auf den oberen Grenzkurven der festgestellten Streubereiche liegen, weil den Untersuchungen Leichtbetone mit $\rho = 1700 \text{ kg/m}^3$ zugrunde liegen.

Über den Einfluß der Betonfeuchte w auf die Wärmeleitfähigkeit von Leichtbetonen im Brandfall ist nicht allzuviel bekannt. Bild 2 zeigt solche Einflüsse am Beispiel von Normalbeton mit quarzitischen Zuschlägen. Im Prinzip wird die Wärmeleitfähigkeit des Betons durch die Feuchtigkeit erhöht. Gleichzeitig steigt jedoch auch die Wärmekapazität des Materials, so daß die Temperaturleitzahl durchweg weniger stark beeinflußt wird, als man aufgrund der Änderungen des w -Wertes erwarten würde.

Bild 2 zeigt noch zwei weitere Effekte der Betonfeuchte: infolge der Verdampfung des Kapillarwassers bei 100°C ergibt sich im Beton eine Wärmesenke, die näherungsweise durch eine diskontinuierliche Änderung des a -Wertes erfaßt werden kann. Ähnliche Effekte sind bei der Dehydratation des Zementsteins zu beobachten. Bis auf die Portlanditzer-Setzung sind diese jedoch nicht sehr deutlich ausgeprägt, so daß sie bei brandschutztechnischen Berechnungen im allgemeinen vernachlässigt werden können.

2.2 Berechnete Bauteiltemperaturen

Die Auswirkungen der vergleichsweise geringen Wärmeleitfähigkeit des Leichtbetons in Betonbauteilen sind auf Bild 3 erkennbar. Angegeben sind auf dem Bild die Isothermen von im Normbrand geprüften Stützen mit $30 \times 30 \text{ cm}^2$ Querschnitt. Die Isothermen sind rechnerisch nach der genannten Differenzenmethode ermittelt. Sie stimmen mit den Meßwerten praktisch überein. Es wird deutlich, daß sich der Kernbereich einer Leichtbetonstütze wesentlich langsamer erwärmt als bei einer Normal-

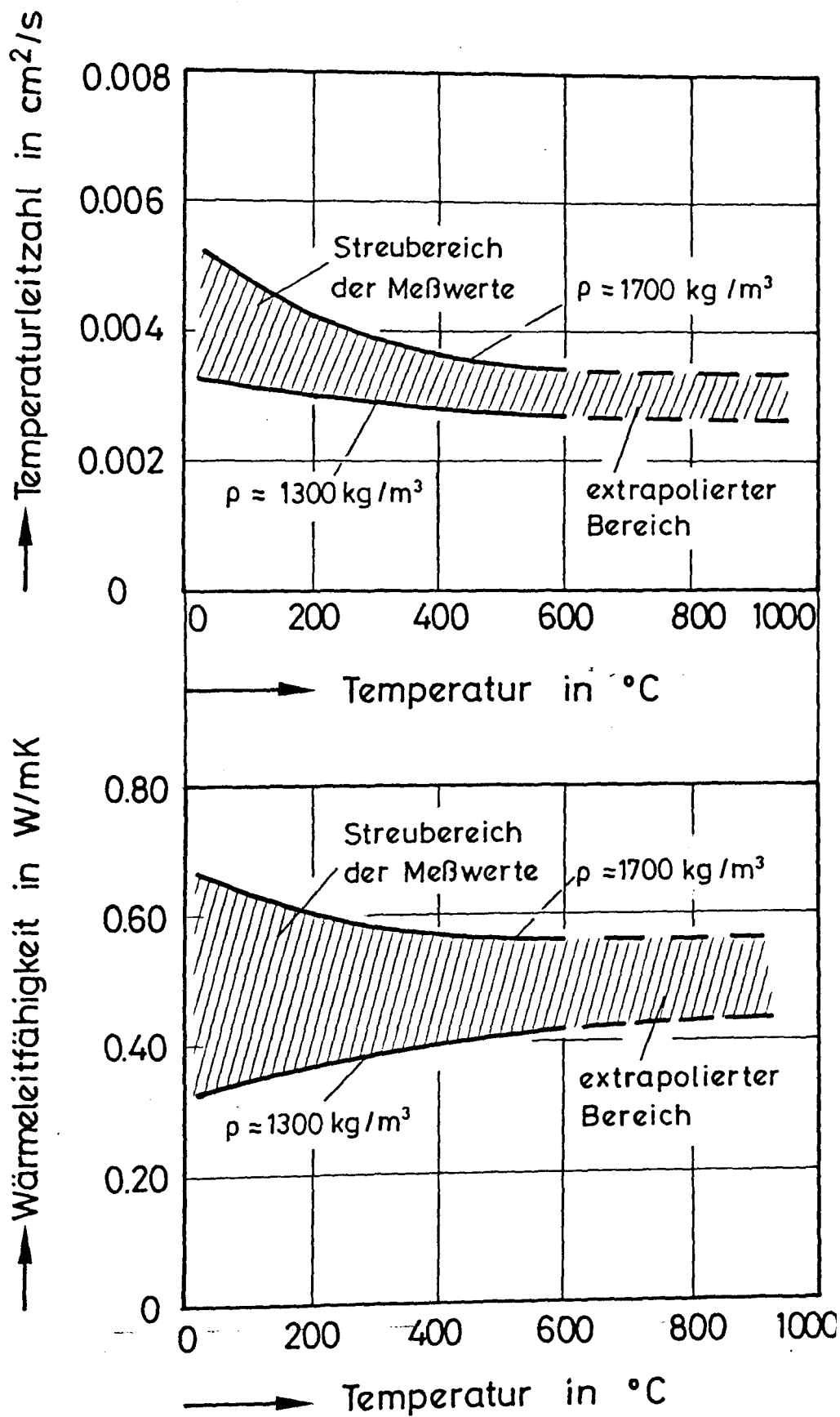


Bild 1: Temperatur- und Wärmeleitfähigkeit von Leichtbetonen verschiedener Rohdichte bei hohen Temperaturen

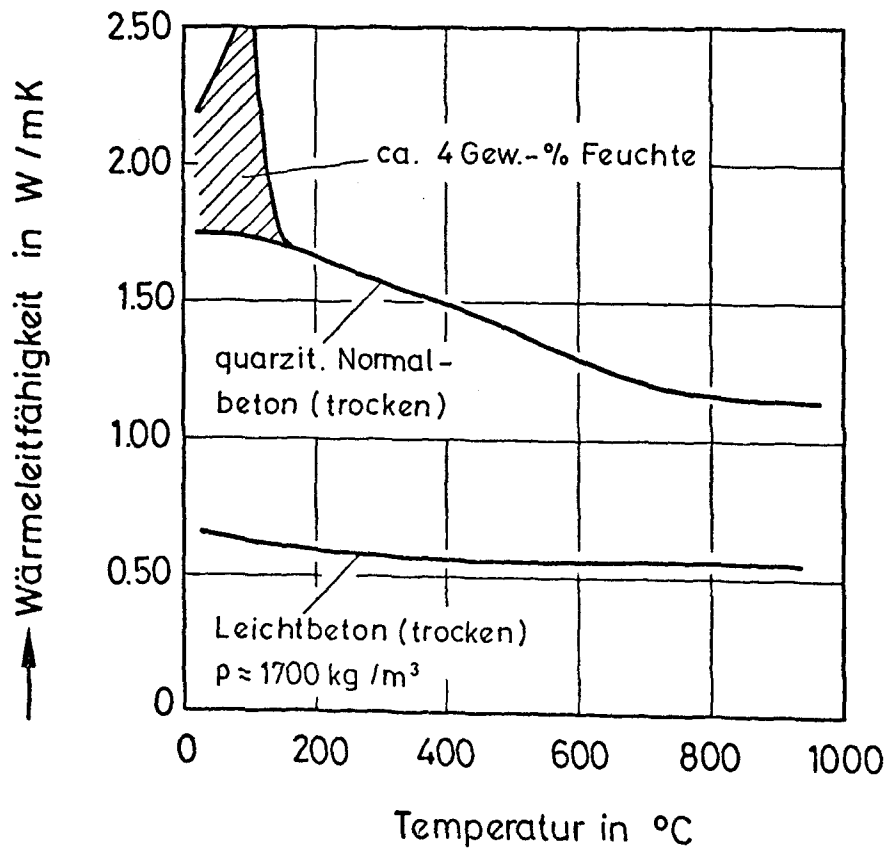
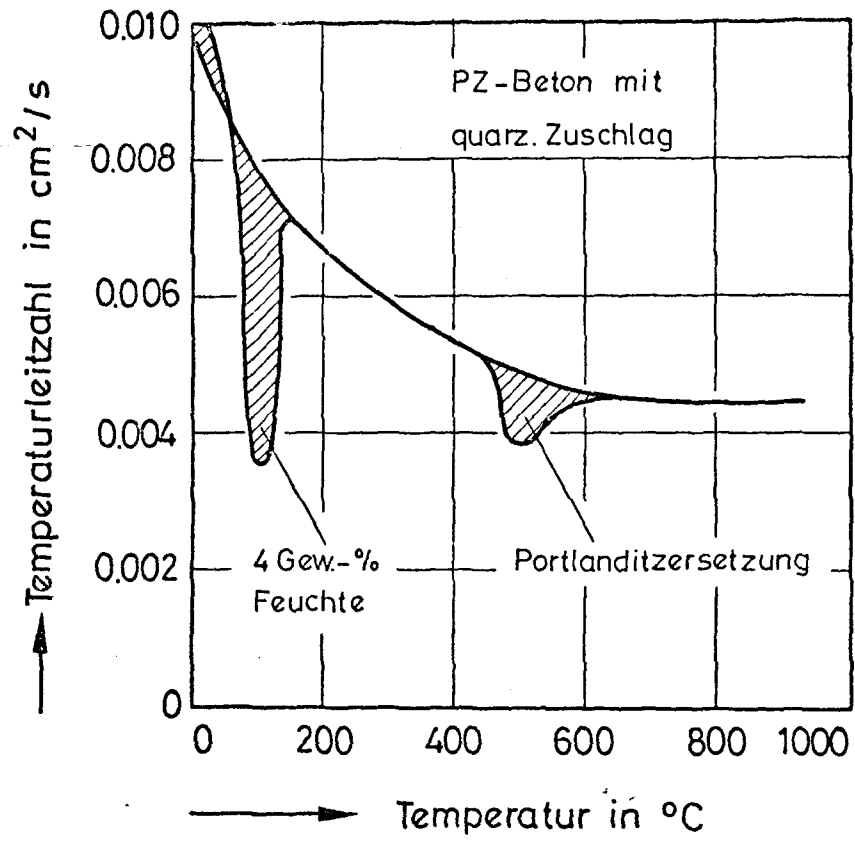


Bild 2: Temperatur- und Wärmeleitfähigkeit von Normalbetonen mit Quarzzuschlag bei hohen Temperaturen

betonstütze. Andererseits zeigt sich jedoch, daß die gute Wärmedämmung des Leichtbetons im Bereich der Betonoberflächen sehr hohe Temperaturgradienten hervorruft. Abgesehen von der erhöhten Abplatzgefahr, bewirkt diese Eigenschaft u.U. auch eine gegenüber dem Normalbeton raschere Erwärmung der Bewehrung. Die Höhe der zu wählenden Betonüberdeckung ist somit entscheidend für die Feuerwiderstandsdauer der Leichtbetonbauteile. Eine gegenüber Normalbetonkonstruktionen abgeminderte Überdeckung dürfte im allgemeinen nicht zulässig sein, weil der durch die hohe Wärmedämmung verursachte Wärmestau eine schnellere Erwärmung und nicht wie aufgrund der geringeren Wärmeleitfähigkeit vielleicht erwartet langsamere Erwärmung der Bewehrung hervorruft. Auf Bild 4 ist dieser Sachverhalt für gleichartige Stützen aus Leichtbeton und Normalbeton dargestellt. Man erkennt daran, daß sich die Bewehrung in der Leichtbetonstütze rascher erwärmt als in der Normalbetonstütze. Nach 60 Minuten Branddauer liegen die Bewehrungstemperaturen im Leichtbeton 40 bis 50° C höher als im Normalbeton.

Nicht so gute Übereinstimmungen zwischen Rechnung und Messung ergaben sich bei der Untersuchung einer speziellen Stahlstütze mit einem wärmedämmenden Leichtbetonmörtel im Stützenhohlraum (s. Bild 5). Bei der Berechnung des mehrschichtigen Verbundsystems kam die Methode der finiten Elemente zur Anwendung. Die Meßwerte auf Bild 5 lassen erkennen, daß die Temperaturentwicklung der innenliegenden Stützenquerschnitte im Versuch wesentlich von der hohen Feuchtigkeit des Leichtbetons beeinflusst war, so daß die Diskrepanzen zwischen Rechnung und Messung nicht so sehr überraschen. Die Werte zeigen allerdings auch, daß die Stahltemperaturen oberhalb 200° C vergleichsweise gut theoretisch erfaßt werden konnten, so daß auch für solche Sonderfälle die genannten Rechenmethoden zu sinnvollen Ergebnissen führen.

2.3 Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Leichtbeton bei hohen Temperaturen

Neben den thermischen Kennwerten des Betons (s. Abschnitt 2.1) spielen bei Traglastuntersuchungen die thermischen Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Materials eine entscheidende Rolle. Für Normalbeton und verschiedene Betonstähle sind in früheren Berichten der Projekte B 3 und B 4 des SFB 148 entsprechende Beziehungen angegeben und dis-

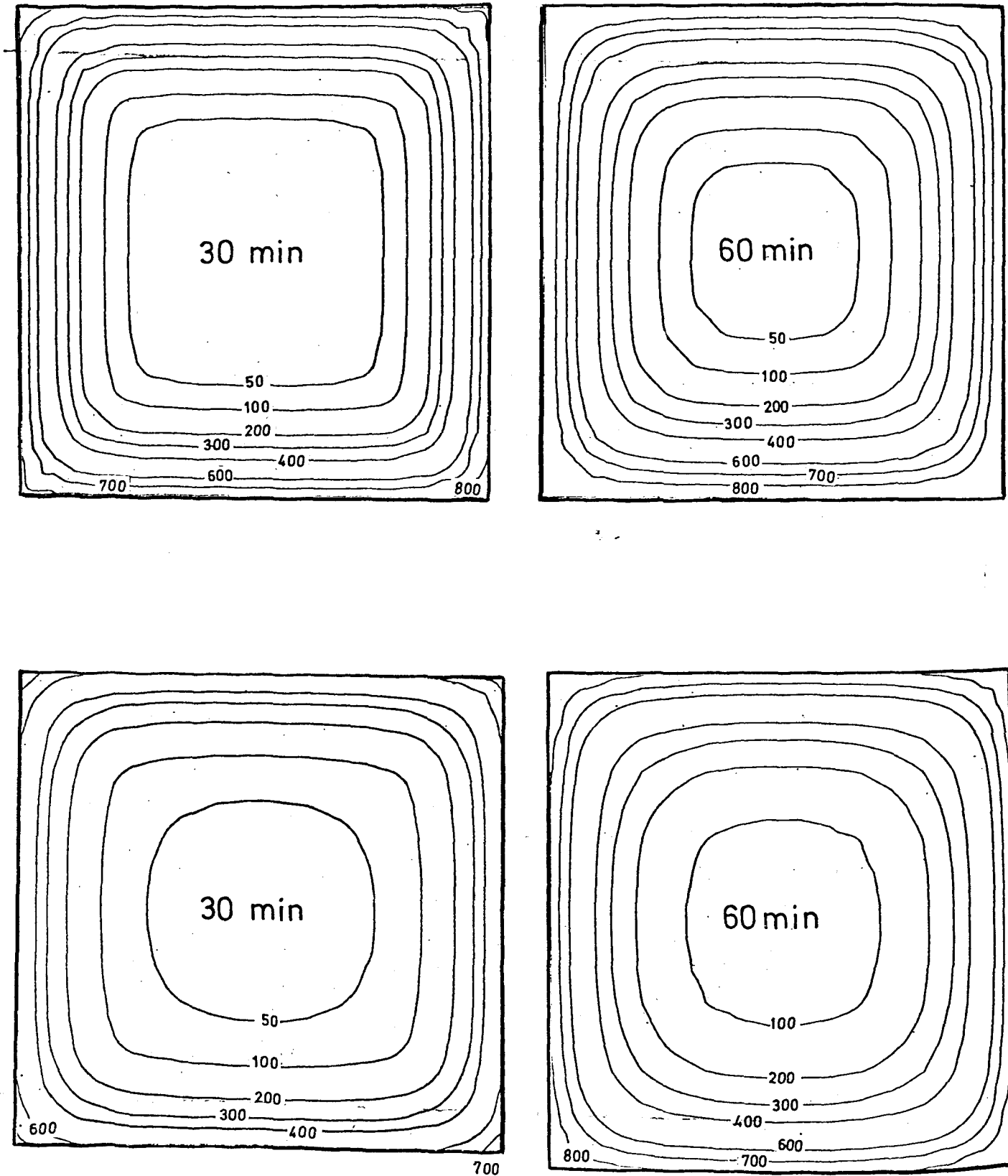


Bild 3: Temperaturverteilung in Leichtbeton- und Normalbetonstützen (b/d = 30/30 cm) unter Normbrandbedingungen

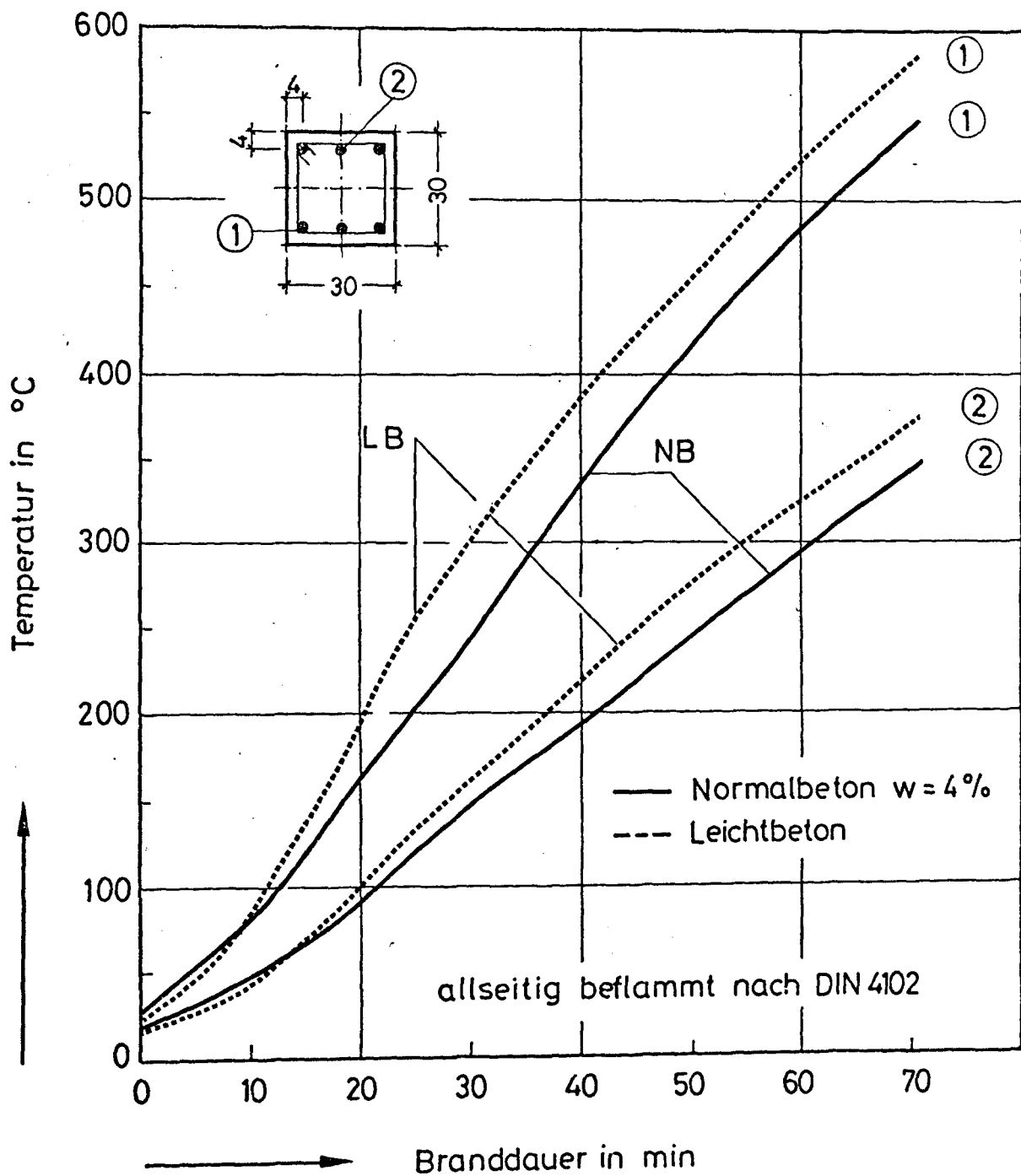


Bild 4: Bewehrungstemperaturen von Leichtbeton- und Normalbetonstützen unter Normbrandbedingungen

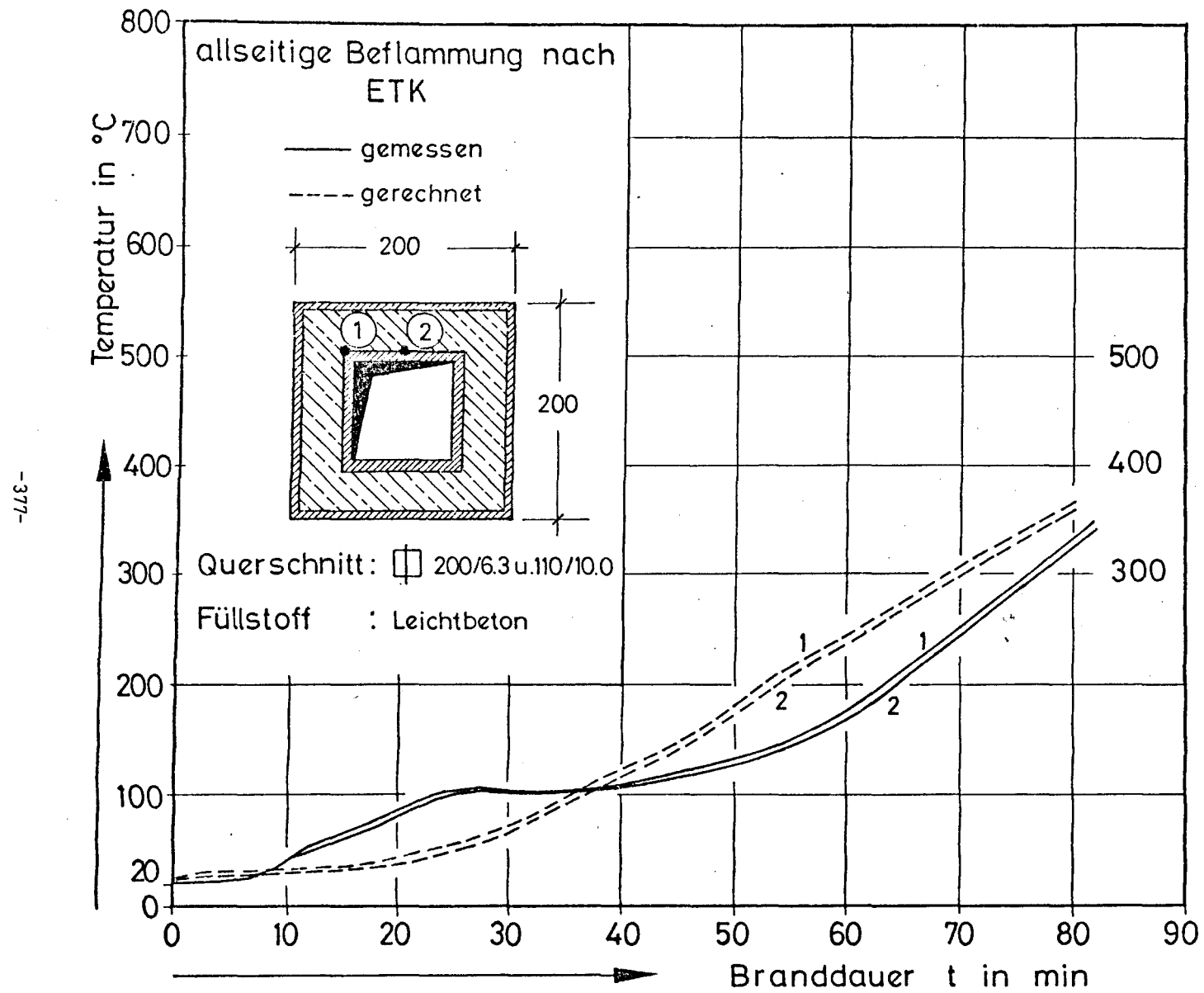


Bild 5:

Temperaturentwicklung in
einem mehrschichtigen
Verbundsystem

kutiert. Leichtbetonkennwerte sind im Zuge der baustoffkundlichen Arbeiten des Teilprojekts B 3 ermittelt worden (s. vorl. Arbeitsbericht "Hochtemperaturverhalten von Festbeton"), so daß es hier lediglich darum geht, die vorliegenden Daten ingenieurmäßig vereinfacht aufzubereiten und in das vorliegende Rechenprogramm einzuarbeiten.

Aus den Untersuchungen des Teilprojekts B 3 geht hervor, daß die wesentlichen Verformungen eines brandbeanspruchten Betons ehestens durch sogenannte Warmkriechversuche zu quantifizieren sind. Entsprechende Versuche wurden in dem genannten Projekt durchgeführt, so daß eine ganze Reihe von Warmkriechbeziehungen für Leichtbetone gewonnen werden konnte. Durch Aufspaltung dieser Beziehungen in thermische, elastische und nichtelastische Verformungen lassen sich daraus die für rechnerische Untersuchungen erforderlichen Materialgleichungen gewinnen. Die elastischen und nichtelastischen Verformungen können zu einer gemeinsamen Spannungs-Dehnungs-Beziehung zusammengefaßt werden, deren nichtelastischer Anteil die im Brandfall erwarteten Kriechverformungen näherungsweise mit erfaßt.

Auf Bild 6 sind die so ermittelten σ - ϵ -Beziehungen für Leichtbeton angegeben. Der funktionale Zusammenhang zwischen σ und ϵ läßt sich im gesamten Temperaturbereich durch

$$\frac{\sigma(T)}{\sigma_{\max}(T)} = \frac{\epsilon(T)}{\epsilon_{\max}(T)} \cdot \frac{3}{2 + \left(\frac{\epsilon(T)}{\epsilon_{\max}(T)} \right)^3} \quad (3.1)$$

beschreiben, wobei $\sigma_{\max}(T)$ und $\epsilon_{\max}(T)$ durch Polynome dritten Grades, d.h. in der Form

$$f(T) = (((a_3 \cdot T + a_2)T + a_1) \cdot T + a_0) \quad (3.2)$$

dargestellt werden können. Die Polynome sind experimentell bestätigt. In Tabelle 1 sind die zugehörigen Koeffizienten angegeben.

Tabelle 1: Polynomkoeffizienten der σ - ε -Beziehung

Funktion	a_0	a_1	a_2	a_3	Bereich
ε_{\max}	$0,1955 \cdot 10^1$	$0,1238 \cdot 10^{-2}$	$0,4884 \cdot 10^{-4}$	$-0,1991 \cdot 10^{-7}$	$0 - 600^\circ \text{C}$
ε_{\max}	$0,3999 \cdot 10^3$	$-0,1799 \cdot 10^1$	$0,2733 \cdot 10^{-2}$	$-0,1333 \cdot 10^{-5}$	$T > 600^\circ \text{C}$
σ_{\max}	$0,1107 \cdot 10^1$	$-0,5938 \cdot 10^{-2}$	$0,3052 \cdot 10^{-4}$	$-0,5083 \cdot 10^{-7}$	$0 - 300^\circ \text{C}$
σ_{\max}	$0,1545 \cdot 10^1$	$-0,5922 \cdot 10^{-2}$	$0,1327 \cdot 10^{-4}$	$-0,9760 \cdot 10^{-8}$	$300 - 685^\circ \text{C}$
σ_{\max}	$-0,5387 \cdot 10^2$	$0,2201$	$-0,2921 \cdot 10^{-3}$	$0,1267 \cdot 10^{-6}$	$T > 900^\circ \text{C}$

Vergleicht man die auf Bild 6 für Leicht- und Normalbeton angegebenen σ - ε -Beziehungen, so wird deutlich, daß Leichtbeton etwas bessere Temperatureigenschaften besitzt. Insbesondere im Beanspruchungsbereich von 40 bis 60 % weist er gegenüber dem Normalbeton etwa um 150°C höher liegende Versagenstemperaturen (kritische Betontemperaturen) auf. Unter diesen Gesichtspunkten ergeben sich also deutliche Vorteile des Leichtbetons gegenüber dem Normalbeton. Auf die vergleichsweise geringeren thermischen Dehnungen des Leichtbetons sei hier ebenfalls hingewiesen. In den rechnerischen Untersuchungen wurden diesbezüglich die im Berichtsteil des Projekt B 3 angegebenen analytischen Beziehungen verwendet. Es ist klar, daß eine geringe thermische Dehnung vor allem bei Zwängungsproblemen vorteilhaft ist. In Abschnitt 3 wird im Zuge einer Rahmenrechnung darauf näher eingegangen.

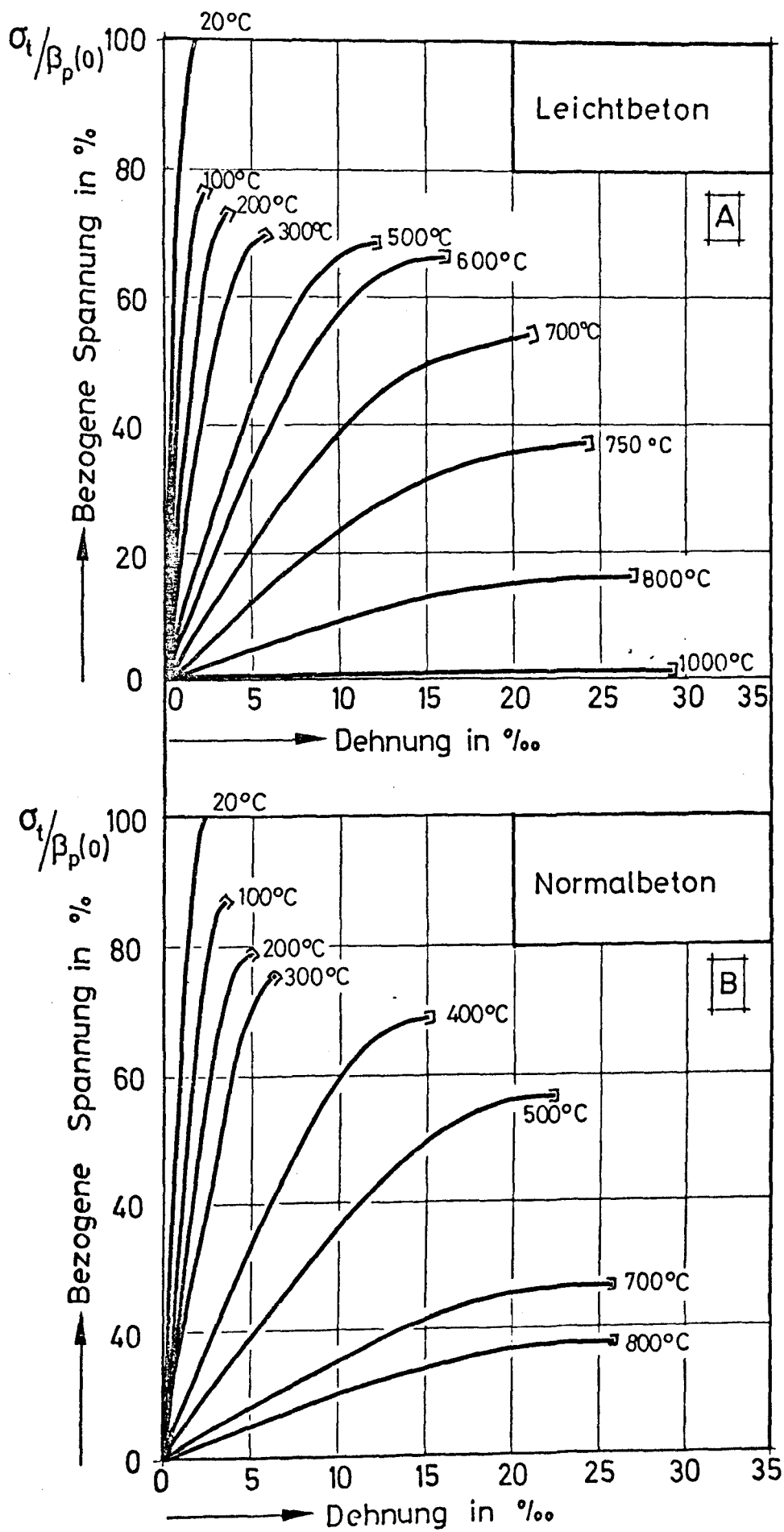


Bild 6:
Spannungs-Dehnungs-
Beziehungen von Leicht-
und Normalbeton (aus
Warmkriechkurven ab-
geleitet)

3. Rechnerische Untersuchungen an Leichtbetonbauteilen unter Normbrandbeanspruchung

3.1 Allgemeines

Die nachstehenden Untersuchungen haben zum Ziel

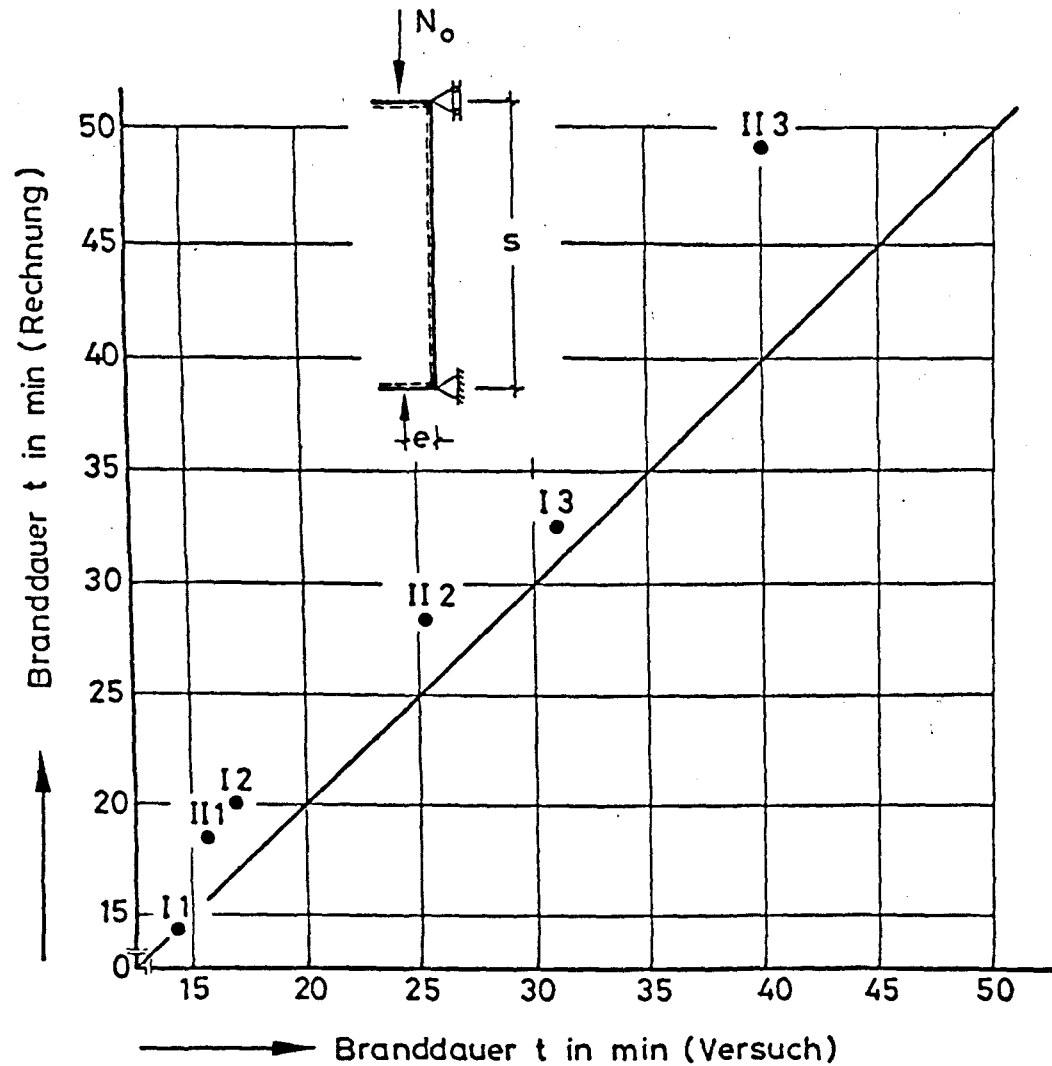
- die entwickelte Rechenmethode für Traglastberechnungen im Brandfall an Leichtbetonstützen zu verifizieren,
- den Einfluß von herstellungsbedingten Bauteilfehlern auf die Feuerwiderstandsdauer aufzuzeigen,
- die Traglastbeeinflussung durch unterschiedliche thermische und mechanische Materialkennwerte zu ermitteln und
- den Einfluß der Materialkennwerte in Bezug auf Zwangskraftentwicklungen darzulegen.

Da der Umfang dieser Studie von vornherein begrenzt war, ist mit den Berechnungen naturgemäß nur ein begrenztes Parameterspektrum erfaßt, es lassen sich aus den Ergebnissen jedoch einige sehr allgemeine, für Leichtbeton wichtige Erkenntnisse ableiten.

3.2 Leichtbetondruckglieder

Zur Verifizierung der erzielten Rechenergebnisse wurde eine Reihe von im SFB 148 durchgeführten Versuchen an Leichtbetonstützen mit Blähtonzuschlag ($\rho \approx 1700 \text{ kg/m}^3$) nachgerechnet. Auf Bild 7 sind die gefundenen Ergebnisse dargestellt. Die mechanischen und statischen Randbedingungen der untersuchten Stützen sind auf Bild 7 ebenfalls zusammengestellt. Die Leichtbetonstützen wurden für eine bestimmte Exentrität mit einem durch die Belastungen unterschiedlichen Ausnutzungsgrad geprüft. Die erzielten Feuerwiderstandsdauern lagen zwischen 10 und 50 Minuten. Versuchs- und Rechenergebnisse sind dann "identisch", wenn die Angaben über die entsprechende Stütze auf der 45° Zeitdiagonalen von Bild 7 liegen.

Es wird deutlich, daß die Rechenergebnisse die im Versuch erzielten Feuerwiderstandsdauern im gesamten Untersuchungsbereich gut wiedergeben.



Stütze	e (cm)	N (kN)
I 1	1.7	410
I 2	1.7	287
I 3	1.7	164
II 1	5.1	192
II 2	5.1	134
II 3	5.1	77

Stützen:

$S = 3.70$ m

$B/D = 27/17$

$F_e = F_e' = 2 \phi 12$

Lastausnutzungsgrad:

$k_L = 1.0 / 0.7 / 0.4$

Baustoff:

$\beta_p = 43.3$ N/mm²

$\beta_s = 499.7$ N/mm²

Bild 7: Vergleich der berechneten und gemessenen Feuerwiderstandsdauern von Leichtbetonstützen

Die Abweichungen sind kleiner als 10 min, liegen aber auf der unsicheren Seite, d.h. durch die Rechnung wurden etwas höhere Feuerwiderstandsdauern ermittelt als im Versuch. Eine Verbesserung in den getroffenen Rechenannahmen erscheint uns jedoch nicht erforderlich.

Im Rahmen der Stützenuntersuchungen wurde auch die Frage der Imperfektion von Druckgliedern untersucht. In einigen Fällen hatten die Berechnungen gegenüber den Messungen zu deutlichen Diskrepanzen in der Feuerwiderstandsdauer geführt, so daß sich die Vermutung ergab, daß die theoretisch vorhandenen Überdeckungen nicht den wirklichen Verhältnissen entsprochen haben. Geringfügige Abweichungen in der Überdeckung sind gerade bei Leichtbeton von gravierendem Einfluß, weil sich, wie in Abschnitt 2 gezeigt, im Normbrandversuch vergleichsweise hohe Gradienten im Leichtbeton ausbilden, so daß Überdeckungsfehler von wenigen Millimetern bei den Stahleinlagen Temperaturerhöhungen von 50 bis 100° C bewirken können.

Aus diesem Grund wurde eine Parameterstudie durchgeführt, woraus der Einfluß der unterschiedlichen Erwärmung der Stahleinlagen auf die Feuerwiderstandsdauer von Leichtbetonstützen erkennbar werden soll. Auf Bild 8 wird die Feuerwiderstandsdauer einer Leichtbetonstütze unter diesem Gesichtspunkt dargestellt. Als Parameter dient die relative Erwärmung der Zugeinlagen im Verhältnis zu den Druckeinlagen. Es kann davon ausgegangen werden, daß solche Temperaturunterschiede z.B. durch Überdeckungsmängel, aber auch durch Qualitätsschwankungen des Betons (Verdichtungsmängel) entstehen. Das Bild 8 zeigt deutlich, daß eine unterschiedliche Erwärmung der Einlagen einen starken Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer der Stütze besitzt. Die Parameterstudie hat ergeben, daß z.B. bei einer um 14 % höheren Temperatur der Zugeinlagen sich die Feuerwiderstandsdauer dieser Leichtbetonstütze um etwa 30 Minuten verringern muß. Diese Erkenntnis entspricht tendenzmäßig übrigens auch den Ergebnissen des Teilprojekts D ("Sicherheitstheorie"), in dem der maßgebende Einfluß der Bewehrungslage auf die Versagenswahrscheinlichkeit schlanker Stützen detailliert aufgezeigt werden konnte.

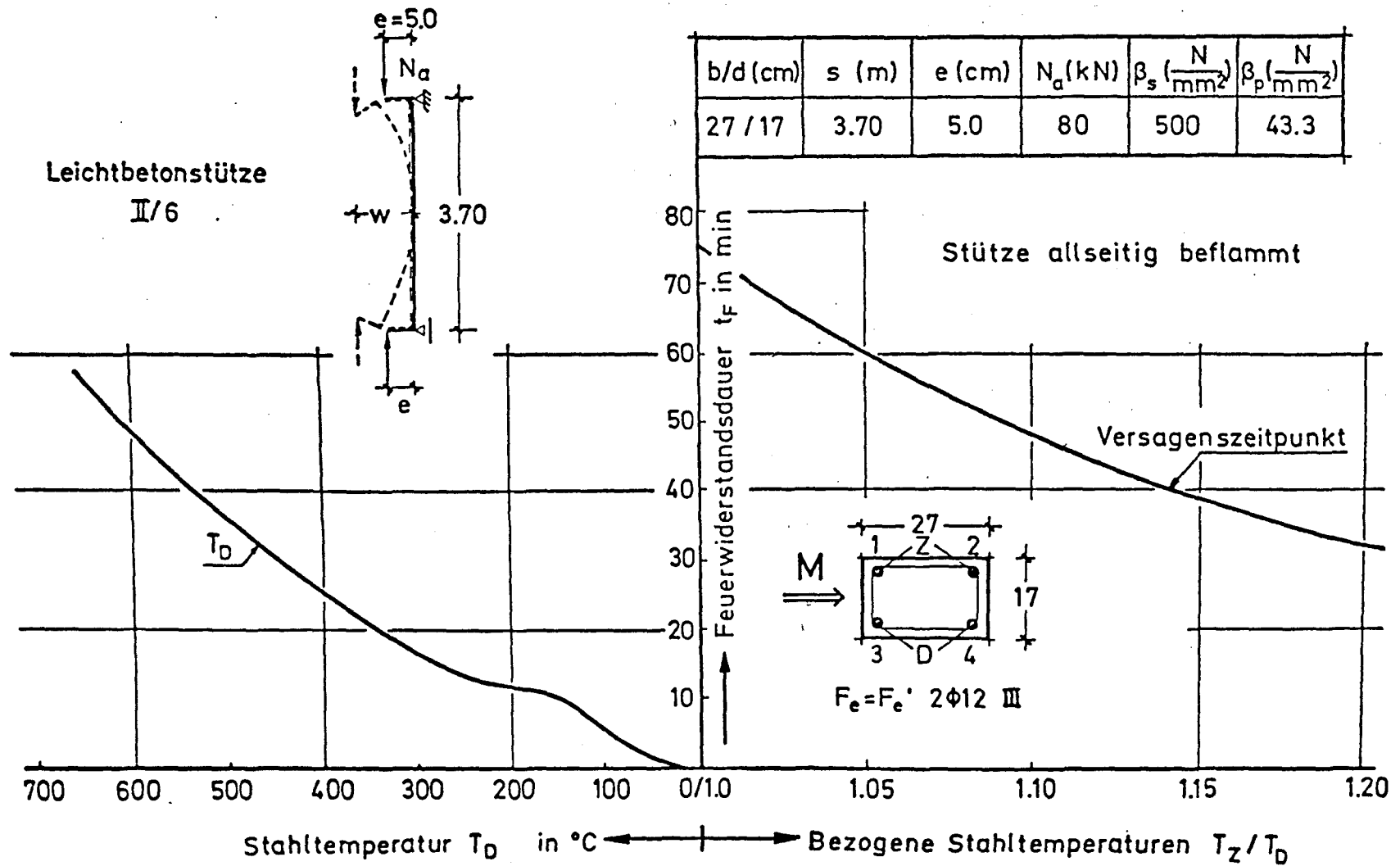


Bild 8: Beeinflussung der Feuerwiderstandsdauer durch unterschiedliche Temperaturen der Zug- und Druckbewehrung

3.3 Vergleich von Leicht- und Normalbetondruckgliedern

Im Rahmen dieser Studie bot es sich an, Druckglieder aus Leicht- und Normalbeton einer vergleichenden Betrachtung zu unterziehen. Dazu wurden gleichartige Stützen untersucht, wobei angenommen wurde, daß die Betonfestigkeiten und Beanspruchungen bei Raumtemperatur jeweils übereinstimmen. Entscheidend für das Verhalten der Bauteile im Brandfall waren somit nur die in Abschnitt 4.2 diskutierten Materialkennwerte. Auf Bild 9 sind aus der Vielzahl durchgeführter Berechnungen zwei Ergebnisse dargestellt. Folgendes wird daraus ersichtlich:

- a) Die besseren Festigkeitseigenschaften des Leichtbetons bei hohen Temperaturen reichen nicht aus, um eine gegenüber dem Normalbeton deutliche Verbesserung in der Feuerwiderstandsdauer herbeizuführen.
- b) Die kleine Temperaturleitzahl des Leichtbetons bewirkt eine vergleichsweise rasche Durchwärmung des oberflächennahen Querschnittsbereichs, so daß sich eine gegenüber dem Normalbeton verminderte Feuerwiderstandsdauer der Stützen ergibt.

Diese beiden Beobachtungen stehen im Gegensatz zu der häufig vertretenen Auffassung, daß mit einer Verringerung der Leitfähigkeit des Betons grundsätzlich eine Verbesserung in der Feuerwiderstandsdauer der Bauteile erreicht wird. Bei schlanken Stützen und anderen Bauteilen, deren Tragfähigkeit wesentlich von der Zugbewehrung abhängig ist, trifft diese Annahme offenbar nicht immer zu.

Um diese Erkenntnisse noch zu vertiefen, wurden die Stützen dahingehend untersucht, welchen Einfluß die thermischen Kennwerte auf die Feuerwiderstandsdauer von Stützen mit konstanten Abmessungen, Überdeckungen und Belastungen besitzen. Es wurde dazu angenommen, daß die Wärme- und Temperaturleitfähigkeiten des Leicht- bzw. Normalbetons linear verändert werden, d. h. die in Abschnitt 2 angegebenen Werte wurden durch einen Proportionalitätsfaktor n ($n = 0,25, 0,5, 1,0, 2,0 \dots$) modifiziert, so daß sich jeweils größere oder kleinere Leitfähigkeiten ergaben. Die σ - ε -Beziehungen und alle übrigen Daten blieben von dieser Manipulation unberührt.

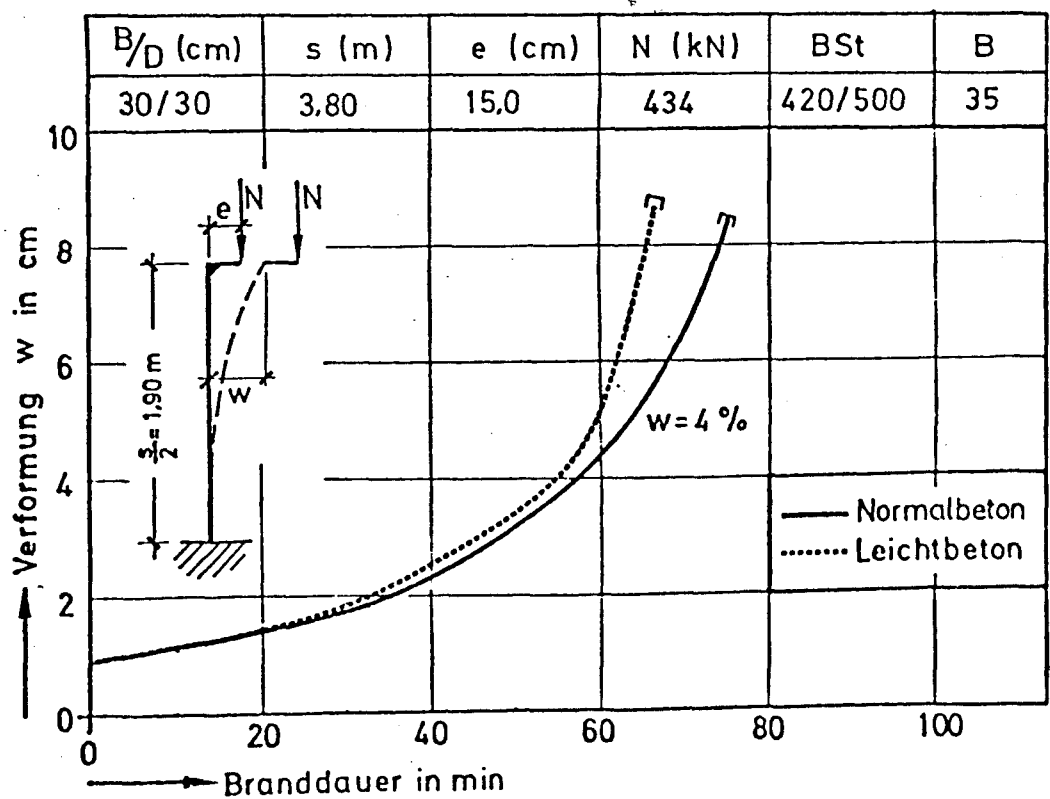
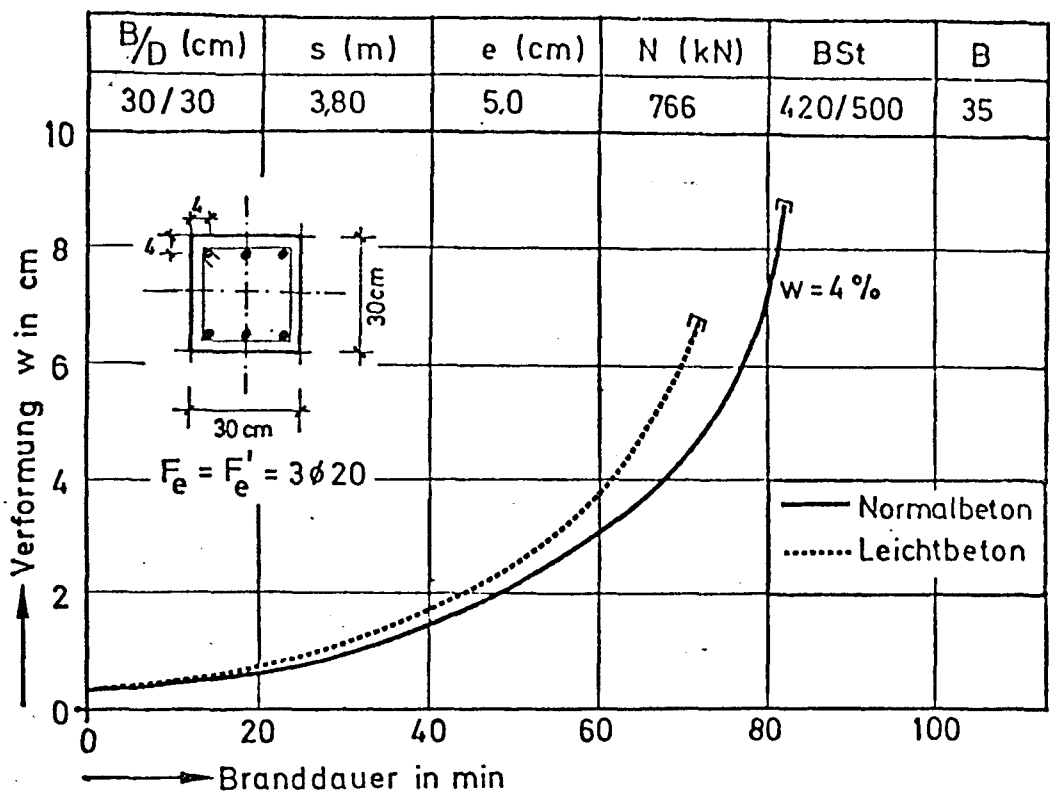


Bild 9: Verhalten von Leichtbeton- und Normalbetonstützen im Brandversuch

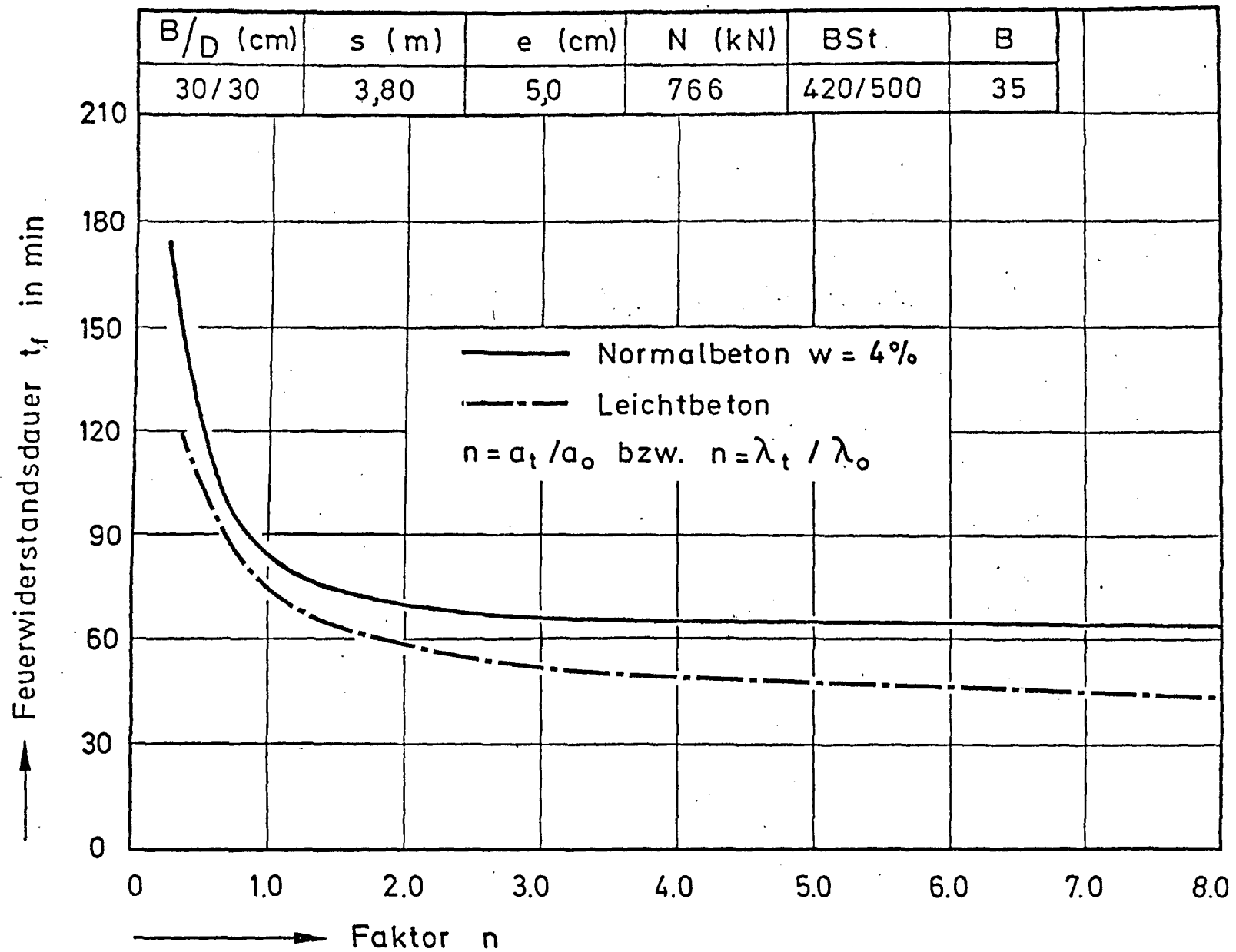


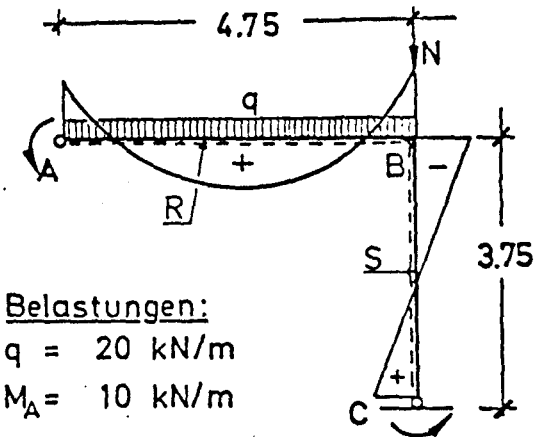
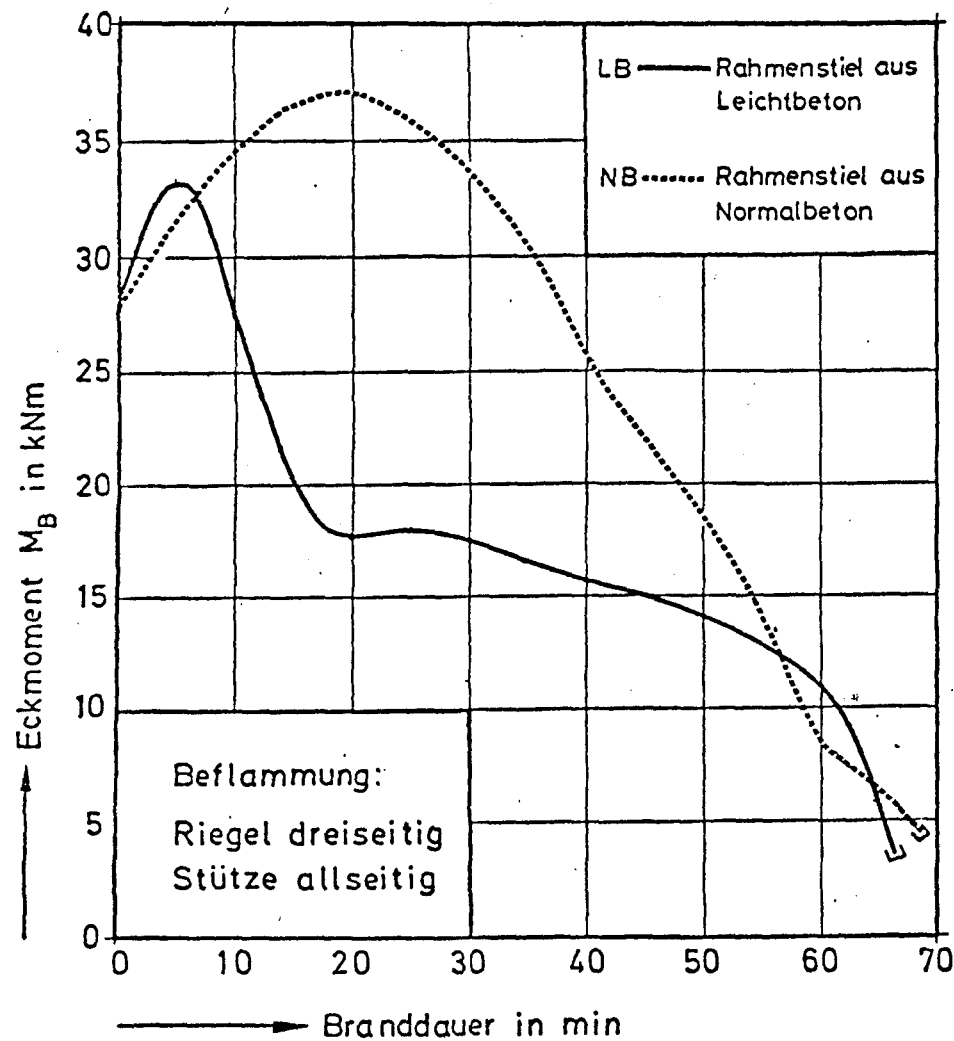
Bild 10: Einfluß der Temperatur- und Wärmeleitfähigkeiten auf die Feuerwiderstandsdauer von Stützen

Für die obere Stütze von Bild 9 ergaben sich in Abhängigkeit des Proportionalitätsfaktors n folgende Feuerwiderstandsdauern (s. Bild 10). Man erkennt daran, daß bei unveränderter Überdeckung mit n -Werten $< 1,0$ in beiden Fällen eine erhebliche Verlängerung in der Feuerwiderstandsdauer möglich wird, wohingegen bei $n > 1,0$ die Feuerwiderstandsdauern abfallen. Der Abfall ist jedoch vergleichsweise gering, offenbar eine Folge einer besseren Aktivierung der innenliegenden Betonbereiche in den Stützen. Es zeigt sich jedoch auch hier, daß Leichtbetonstützen gegenüber Normalbetonstützen eine größere Überdeckung benötigen, sofern gleiche Feuerwiderstandsdauern angestrebt werden.

3.4 Rahmenstützen aus Leichtbeton

Die Stützen von Massivbauwerken befinden sich mit den anschließenden waagerechten und biegebeanspruchten Bauteilen in Interaktion. Randstützen von solchen Bauwerken müssen zur Verhinderung von Kältebrücken vielfach innenseitig isoliert werden. Diese Schutzmaßnahmen können bei Verwendung von Leichtbetonstützen aufgrund der guten Wärmedämmeigenschaften entfallen, weshalb Rahmenkonstruktionen mit Leichtbetonstützen und Normalbetonriegeln gewisse Vorteile versprechen.

Eine derartige Konstruktion wurde rechnerisch untersucht, wobei das auf Bild 11 dargestellte Rahmensystem zugrunde lag. Weiterhin ist auf dem Bild 11 der Verlauf des Rahmeneckmomentes im Falle eines Brandes als Funktion der Branddauer dargestellt, wobei einmal eine Leichtbetonstütze und zum anderen eine Normalbetonstütze als Druckglied zur Anwendung kam. Es zeigt sich, daß das Zwängungsmoment in der Rahmenecke mit zunehmender Branddauer in beiden Fällen ansteigt und nach Überschreiten eines Maximums infolge der nachlassenden Steifigkeit von Stütze und Riegel wieder zurückgeht. Der Zwängungsverlauf ist für beide Konstruktionen jedoch sehr unterschiedlich. Infolge der geringen thermischen Dehnung des Leichtbetons steigt das Eckmoment bei dieser Konstruktion nur geringfügig an. Aufgrund der raschen Steifigkeitsverluste fällt es jedoch nach 20 Minuten Branddauer bereits auf etwa 2/3 seines ursprünglichen Wertes. Danach sind die zeitlichen Änderungen in den Steifigkeitsverlusten allerdings geringer, so daß die Konstruktion nach gut 65 Minuten Branddauer im Stützenquerschnitt nahe der Rahmenecke



Belastungen:

$$q = 20 \text{ kN/m}$$

$$M_A = 10 \text{ kN/m}$$

$$M_C = 1 \text{ kN/m}$$

$$N = 400 \text{ kN}$$

Geometrie:

$$(B/D)_R = 20/40$$

$$(B/D)_S = 20/30$$

Baustoffe:

$$\beta_P = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_S = 42.0 \text{ N/mm}^2$$

Riegel aus Normalbeton

Bild 11: Riegel-Stützen-Interaktion im Brandfall

versagt. Das Eckmoment war zu diesem Zeitpunkt auf etwa 20 % seines Wertes bei Raumtemperatur gesunken. Für die Normalbetonstütze ergab sich trotz der höheren Zwängungskräfte eine Feuerwiderstandsdauer von knapp 70 Minuten, d. h. auch in diesem Fall bietet Konstruktionsleichtbeton keine Verbesserung im Brandverhalten der Konstruktion. Die geringeren Zwängungen des Leichtbetons deuten jedoch darauf hin, daß sich bei bestimmten monolithischen Systemen durchaus solche Vorteile ergeben könnten.

4. Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht hatte zum Ziel, einige grundlegende Fragen, die mit dem Brandverhalten von Leichtbetonbauteilen zusammenhängen, zu erläutern. Nicht behandelt wurde das Sonderproblem des Abplatzens von Leichtbetonkonstruktionen. Es wurde in der Arbeit gezeigt, daß die durchweg guten Materialeigenschaften von Konstruktionsleichtbeton sich bei einer Brandbeanspruchung gemäß DIN 4102 nicht unbedingt in einem ebenso guten Bauteilverhalten widerspiegeln. Hohe Temperaturgradienten, die zu einer vergleichsweise rascheren Aufheizung oberflächennaher Ionen führen, die teilweise noch im Bereich der Betondeckungen liegen, bewirken in vielen Fällen gegenüber Normalbetonbauteilen sogar eine Verschlechterung in der Feuerwiderstandsdauer, weil z. B. die Zugbewehrung früher versagt. Solche Nachteile können nur durch Optimierung der Leichtbetondeckungen vermieden werden. Erst bei Baustoffen mit sehr viel höherer Wärmedämmung als die der üblichen Leichtbetone (z. B. Gasbeton) ist eine Verminderung der Betondeckungen gegenüber dem Normalbeton vorstellbar. Eine Konkretisierung dieser Erkenntnisse muß zukünftigen Arbeiten vorbehalten bleiben. Entsprechende Untersuchungen sind bereits in den Projekten A 1 und B 3 angelaufen.

5. Literaturverzeichnis

[1] Haksever, A.:

Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 35 (1977)

[2] Wickström, U.:

Tasef-2-A Computer Program for temperature analysis of structures exposed to fire.
Lund Institute of Technology, (1979)

